

# 剛体—ばねモデルによるコンクリート構造の 非線形解析に関する研究

平成 9 年 10 月

富 田 充 宏

# 剛体—ばねモデルによるコンクリート構造の 非線形解析に関する研究

平成 9 年 1 0 月

富 田 充 宏

# 目 次

第 1 章 序論	1
1. 1 本研究の背景と目的	1
1. 2 本論文の構成	2
参考文献	4
第 2 章 剛体－ばねモデルの概要	6
2. 1 緒言	6
2. 2 面内平面要素の定式化	6
2. 3 剛体－ばねモデルにおける鉄筋コンクリート材料の構成則	14
2. 3. 1 鉄筋コンクリート要素のモデル化	14
2. 3. 2 鉄筋コンクリート材料の構成則	15
2. 4 非線形計算法	19
2. 4. 1 荷重増分法	19
2. 4. 2 解放力の計算法	21
2. 5 単鉄筋 R C ばりの解析	23
2. 5. 1 曲げ実験概要	23
2. 5. 2 解析結果と実験結果の比較と考察	25
2. 6 結言	28
参考文献	30
第 3 章 プレキャスト P C 部材接合部の曲げ挙動に関する解析	31
3. 1 緒言	31
3. 2 曲げ実験概要	32

3. 2. 1	実験供試体	32
3. 2. 2	測定項目および載荷方法	33
3. 3	プレキャストP C 部材のモデル化	34
3. 3. 1	付着を考慮したP C 鋼棒の取扱い	34
3. 3. 2	要素分割	37
3. 3. 3	接合面でのばね定数の取扱い	38
3. 4	解析結果と実験結果の比較と考察	41
3. 4. 1	鉛直変位および接合面下縁の開き幅	41
3. 4. 2	曲げ耐力	44
3. 4. 3	P C 鋼棒のひずみ分布	45
3. 4. 4	コンクリートのひずみ	45
3. 5	結言	47
	参考文献	49
第4章 プレキャストP C 製ラーメン隅角部の挙動に関する解析 50		
4. 1	緒言	50
4. 2	実験概要	51
4. 2. 1	実験供試体	51
4. 2. 2	載荷方法および測定項目	53
4. 3	実験結果と考察	54
4. 3. 1	接合面の開口荷重と開き角の関係	54
4. 3. 2	破壊時までの変形特性	57
4. 4	解析結果と実験結果の比較と考察	61
4. 4. 1	解析モデル	61
4. 4. 2	曲げモーメント－開き角関係	62
4. 4. 3	荷重－P C 鋼棒ひずみ関係	62
4. 5	結言	66
	参考文献	67

第5章 鉄筋腐食により劣化したR C 部材の曲げ挙動に関する解析 68	
5. 1	緒言 68
5. 2	電食R C ばりの載荷実験概要 68
5. 2. 1	実験供試体 70
5. 2. 2	電食実験と劣化状況 70
5. 2. 3	載荷実験 72
5. 2. 4	実験結果と考察 72
5. 3	腐食ばりのモデル化 76
5. 3. 1	コンクリートの材料特性 76
5. 3. 2	鉄筋の材料特性 77
5. 3. 3	コンクリートと鉄筋の付着特性 78
5. 3. 4	縦ひび割れの取り扱い 80
5. 3. 5	計算方法 81
5. 4	解析結果と実験結果の比較と考察 81
5. 4. 1	最大耐力 81
5. 4. 2	荷重－変位関係 82
5. 4. 3	ひび割れ状況 84
5. 5	結言 85
	参考文献 87
第6章 軸力と繰返し曲げを受けるR C 部材の履歴挙動に関する解析 89	
6. 1	緒言 89
6. 2	実験概要 89
6. 2. 1	実験供試体 89
6. 2. 2	載荷方法および測定項目 91
6. 3	実験結果と考察 93
6. 3. 1	耐力および変形性能 93
6. 3. 2	破壊状況 96
6. 4	解析結果と実験結果の比較と考察 97





集約した物理モデルであるため、巨視的に取り扱えば、構造物の不連続面を容易に表現できる。このことから、不連続面を有する構造物や部材、例えば最近、土木構造物に多用されているプレキャスト部材の耐力評価等に適した解析法と考えられる。他方、境界面を微視的に扱えば、鉄筋とコンクリートの付着性状等異種な材料の接触界面やコンクリートのひび割れ面等の不連続面に対して、有限要素法のような特別な取り扱いを行う必要がない。このことから、鉄筋とコンクリートの付着界面の力学性状やコンクリートのひび割れ面の開閉が、構造全体の変形性状に大きな影響を与えるような場合、例えば劣化してひび割れを有するコンクリート部材や繰り返しの外力を受けるコンクリート部材などの解析に適していると考えられる。

しかし、プレキャスト部材の非線形解析に関する剛体－ばねモデルの適用性についての研究は行われていない。また、剛体－ばねモデルによる鉄筋コンクリート構造物の非線形解析における既往の研究では、一方向単調载荷の解析のみであり、繰り返し载荷の非線形解析を試みた研究はないのが現状である。

以上の観点から、本研究はプレキャスト部材や繰り返し荷重を受けるコンクリート部材の耐力および変形特性を解明する解析法として剛体－ばねモデルを適用するため、上記の解析対象への適用手法の開発を行い、本研究の手法を適用した剛体－ばねモデルの解析法の有効性を明らかにすることを目的としている。

1. 2 本論文の構成

本論文は第1章～第7章から成り、各章の構成は以下のとおりである。

第1章では、本研究の背景と目的を述べ、最後に本論文の構成について述べている。

第2章では、本研究で用いた離散化解析法である剛体－ばねモデルの2次元平面応力問題に対する定式化と鉄筋コンクリート材料の構成則および非線形計算法の概要について述べている。また、構造的に最も簡単な単鉄筋RCばりの数値解析例を示している。

第3章では、プレキャストプレストレスト部材に曲げモーメントが作用する時の部材接合面の曲げ挙動の解析に剛体－ばねモデルの適用を試みたものである。まず、プレストレスにより互いに密着させた部材2体から成るはりの曲げ実験について述べる。次に、剛体ばねモデルの適用において課題となる接合面のばね定数の同定およびプレキャストPC部材のモデル化に対する妥当性について実験結果と比較、検討を行い、本モデル化の妥当性について検討している。

第4章では、PC製ロックシェッドの落石覆い屋根部材と柱部材の接合部を想定したブ

レキャストPC製ラーメン隅角部に曲げ、せん断および軸力が作用した場合の隅角部の力学的挙動を実験的に明らかにし、接合部に関する設計上の仮定である剛結合の妥当性などについて検討する。また、剛体－ばねモデルの非線形解析により、隅角部の変形特性について実験結果と比較、検討を行っている。

第5章では、鉄筋腐食によって損傷を受けた鉄筋コンクリート部材の耐力低下、破壊形状および変形挙動を解析的に明らかにするため、腐食による劣化要因である鉄筋軸方向に発生する縦ひびわれやコンクリートと鉄筋の付着破壊などを解析に反映するためのモデル化を行い、本モデル化の妥当性および剛体－ばねモデルの有効性について、実験結果と比較、検討を行っている。

第6章では、中間はりを有する高架橋の脚柱を対象と考え、死荷重および上スラブ等の自重による軸圧縮力を受ける高架橋の脚柱と中間はりの接合部に地震時の外力が作用した時を想定した鉄筋コンクリート部材の载荷実験を行い、耐力、変形能および破壊状況について検討する。次に、剛体－ばねモデルによるシミュレート解析を行い、繰り返し荷重下の本解析法の妥当性について検討している。

第7章では、本研究から得られた結果を総括的に論ずる。

本研究の鉄筋コンクリート材料の構成則および非線形計算法は、第2章で記述する内容を基本的に用いているが、図1-1に示すように解析対象により追加・変更を行っている。それらの詳細な説明については、各章ごとに述べることにする。

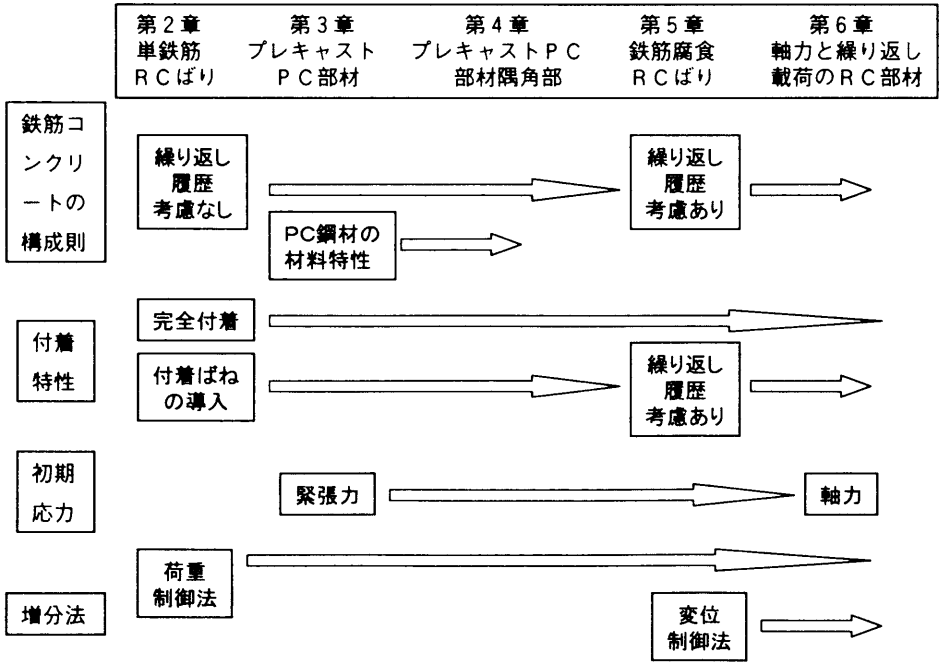


図 1-1 本研究で対象とした解析法の追加・変更点

## 参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（昭和 61 年制定）設計編，1986.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成 8 年制定）耐震設計編，1996.
- 3) Ngo,D. and Scordelis,A.C.：Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, *ACI Journal*, Vol.64, No.3, pp.152～163, 1967.
- 4) 黒正清治・滝口克己：有限要素法による鉄筋コンクリート部材の二次元非線形解析（その 1 仮定および解析方法），日本建築学会論文報告集，第 189 号，pp.51～55，1971.
- 5) 黒正清治・滝口克己：有限要素法による鉄筋コンクリート部材の二次元非線形解析（その 2 鉄筋コンクリートばりの解析），日本建築学会論文報告集，第 200 号，pp.45～53，1972.
- 6) 日本コンクリート工学協会：R C 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，1982.
- 7) 日本コンクリート工学協会：R C 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集，1984.
- 8) 野口博：有限要素法による鉄筋コンクリートの非線形解析，日本建築学会論文報告集，第 258 号，pp.27～37，1977.
- 9) 岡村甫・前川宏一：鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素法解析，土木学会論文集，No.360/V-3, pp.1～10，1985.
- 10) Kawai,T.：New Element Models in Discrete Structural Analysis，日本造船学会論文集，No.141, pp.174～180，1977.
- 11) 川井忠彦：離散化極限解析法概論，培風館，1991.
- 12) 都井裕・川井忠彦：円筒殻の解析のための新しい離散化モデル（その 1），生産研究，30 巻 7 号，pp.20～23，1978.
- 13) 川井忠彦・都井裕：はりおよび平板の横衝撃応答問題に対する新しい離散化解析法，日本機械学会論文集，45 巻，389 号，pp.73～80，1979.
- 14) 竹内則雄・川井忠彦：新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析（その 1），生産研究，32 巻 6 号，pp.35～38，1980.
- 15) 竹内則雄：R B S M を用いた弾性地盤上の板曲げ要素について，構造工学論文集，Vol.42A, pp.255～262，1996.
- 16) 川井忠彦・上田眞稔・竹内則雄・渡辺正明・樋口晴紀・毛井崇博：鉄筋コンク

リート構造物の離散化極限解析（その 1），生産研究，38 巻 4 号，pp.181～184，1986.

- 17) 川井忠彦・毛井崇博・竹内則雄・渡辺正明・上田眞稔・樋口晴紀：鉄筋コンクリート構造物の離散化極限解析（その 3），生産研究，38 巻 5 号，pp.8～11，1986.
- 18) 上田眞稔・毛井崇博・谷口元：R B S M 法による鉄筋コンクリート構造物の極限解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.3, pp.335～338，1988.
- 19) 園田恵一郎・鬼頭宏明・奥谷知明：剛体バネ要素法の合成はりの極限解析に対する適用性について，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.12, pp.85～90，1988.
- 20) 鬼頭宏明・竹内則雄・上田眞稔・樋口晴紀・上林厚志・富田充宏：R B S M による形鋼シアコネクタの離散化極限解析，計算工学講演会論文集，Vol.1, No.2, pp.917～920，1996.
- 21) 竹内則雄・上田眞稔・鬼頭宏明・樋口晴紀・上林厚志：ボロノイ分割を用いた R B S M による無筋コンクリート梁の寸法効果解析，構造工学論文集，Vol.40A, pp.519～527，1994.

## 第2章 剛体一ばねモデルの概要

### 2.1 緒言

本研究で用いた離散化解析法は、川井が提案した強い非線形領域を対象とした離散化モデルである剛体一ばねモデル（Rigid Bodies-Spring Model：R B S M）である<sup>1)</sup>。当初、この手法は金属材料や地盤の解析<sup>2), 3)</sup>を中心として展開されていたが、近年鉄筋コンクリート構造物の解析<sup>4)</sup>にも適用されてきている。

剛体一ばねモデルは、対象の構造物を剛体であると仮定した有限個の微小要素で表し、その要素間を連続的に分布したばねで連結する。2次元平面問題の場合、要素境界面上の法線方向と接線方向に抵抗する2種類のばねにより連結される。そして、要素境界面上に分布したばねの仕事を用いて集中化されたエネルギーを評価する方法である。そのため、有限要素法のようなテンソル量である要素内応力を考えておらず、ベクトル量である要素境界面上における単位面積当たりの表面力を求めることになる。また、鉄筋コンクリートの材料非線形においては、コンクリートのひび割れ、すべり、圧壊や鉄筋の降伏等の物理現象を要素境界面上のばね定数を変化させることにより、容易にかつ直接的に考慮できる。

本章では、剛体一ばねモデルの2次元平面応力問題に対する定式化と鉄筋コンクリート材料の構成則および非線形計算法の概要について述べる。また、構造的に最も簡単な単鉄筋RCばりの数値解析例<sup>5)</sup>を示し、剛体一ばねモデルの鉄筋コンクリート部材の非線形解析に対する有効性について検討する。

### 2.2 面内平面要素の定式化

平面要素の定式化<sup>1)</sup>のため、図2-1に示す2つの三角形要素を考え、これらは剛体であると仮定する。2つの三角形要素は、接触境界面上に連続的に分布した垂直応力とせん断応力に抵抗する2種類のばねによって連結されている。

要素境界面上の任意点Pの変位を

$$\{U\} = [U_I, V_I, U_{II}, V_{II}]^T \quad (2.1)$$

とし、三角形要素の重心点の変位を

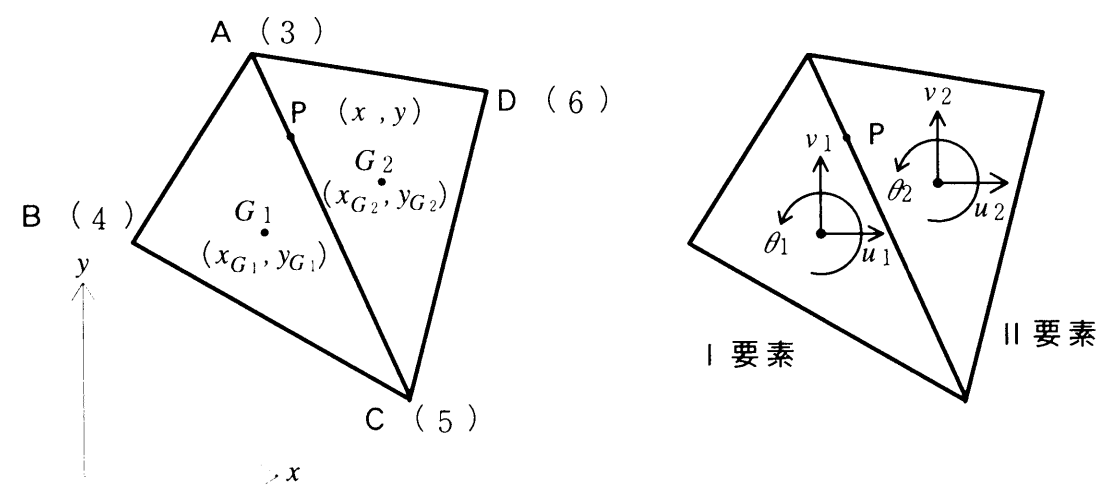


図2-1 剛体一ばねモデルの面内平面要素

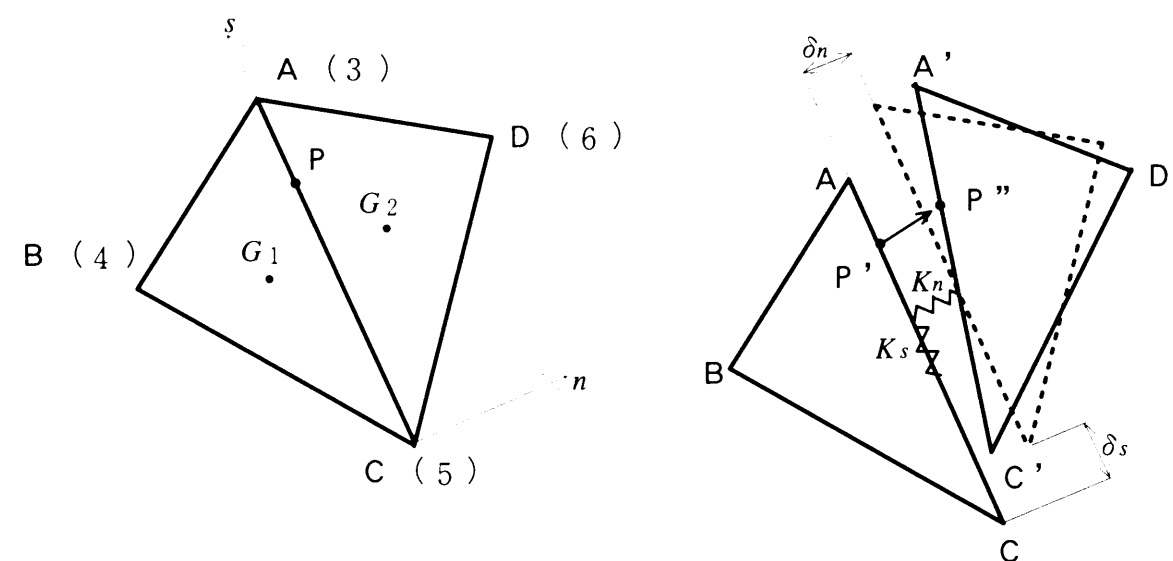


図2-2 変形後の相対変位ベクトル

$$\{u\} = [u_I, v_I, \theta_I, u_{II}, v_{II}, \theta_{II}]^T \quad (2.2)$$

とする。ここに、 $U, u$  は  $x$  方向の変位、 $V, v$  は  $y$  方向の変位および  $\theta$  は反時計回りを正とした回転変位である。また、添字 I, 1 は要素 I に関する量を表し、添字 II, 2 は要素 II に関する量を表す。

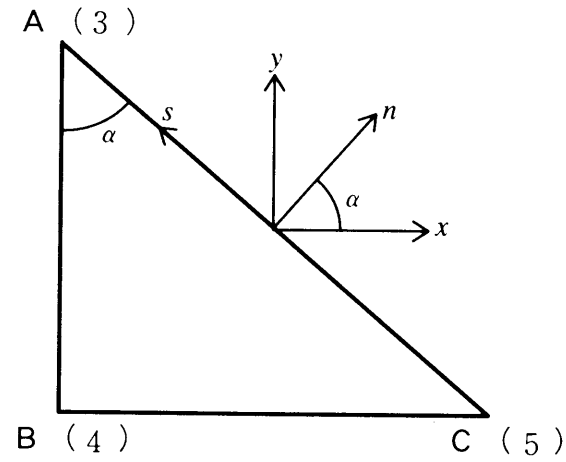


図 2-3 局所座標系と全体座標系

回転変位  $\theta$  が微小であるとすれば，変位  $\{U\}$  と変位  $\{u\}$  の関係には次式が成り立つ。

$$\{U\} = [Q]\{u\} \quad (2.3)$$

$$[Q] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -(y - y_{G1}) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & (x - x_{G1}) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -(y - y_{G2}) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & (x - x_{G2}) \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

となる。ここに， $(x_{G1}, y_{G1})$ ， $(x_{G2}, y_{G2})$  および  $(x, y)$  は，それぞれ要素 I の重心点，要素 II の重心点および任意点 P の座標値である。

一方，図 2-2 に示すように任意点 P の変形後における相対変位ベクトル  $\overline{P'P''}$  は，次式で示される。

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \end{Bmatrix} = [M]\{\bar{U}\} \quad (2.5)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

$$\{\bar{U}\} = [\bar{U}_I, \bar{V}_I, \bar{U}_{II}, \bar{V}_{II}]^T \quad (2.7)$$

となる。ここに， $\delta_n$ ， $\delta_s$  はそれぞれ相対変位ベクトル  $\overline{P'P''}$  の法線および接線方向の成分であり，上付きの  $\bar{\phantom{x}}$  は図 2-2 に示すように要素境界面上の局所座標の成分である。

図 2-3 に示す全体座標系と局所座標系における座標変換マトリックスを  $[R]$  とすると，任意点 P の全体座標系の変位と局所座標系の変位の関係は次式となる。

$$\{\bar{U}\} = [R]\{U\} \quad (2.8)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & 0 & 0 \\ l_2 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & l_1 & m_1 \\ 0 & 0 & l_2 & m_2 \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

$$\begin{cases} l_1 = \cos(\bar{x}, x) = \frac{y_{35}}{l_{35}} & l_2 = \cos(\bar{y}, y) = \frac{x_{35}}{l_{35}} \\ m_1 = \cos(\bar{y}, x) = \frac{x_{35}}{l_{35}} & m_2 = \cos(\bar{x}, y) = \frac{y_{35}}{l_{35}} \end{cases} \quad (2.10)$$

$$\left( x_{ij} = x_i - x_j, y_{ij} = y_i - y_j, l_{ij} = \sqrt{x_{ij}^2 + y_{ij}^2} \right)$$

$$\begin{cases} \bar{x} = x \cos \alpha + y \sin \alpha \\ \bar{y} = -x \sin \alpha + y \cos \alpha \end{cases} \quad (2.11)$$

ここに， $x_{35}$  および  $y_{35}$  は図 2-3 に示した A 点と C 点の  $x$  座標の差および  $y$  座標の差であり， $l_{35}$  は要素境界辺  $AC$  間の長さを表す。

以上の式をまとめると，任意点 P の変形後における相対変位ベクトル  $\{\delta\}$  は，重心点の変位  $\{u\}$  を用いて次式で示される。

$$\{\delta\} = [M]\{\bar{U}\} = [M][R]\{U\} = [M][R][Q]\{u\} = [B]\{u\} \quad (2.12)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -l_1 & -m_1 & l_1(y - y_{G1}) - m_1(x - x_{G1}) & l_1 & m_1 & -l_1(y - y_{G2}) + m_1(x - x_{G2}) \\ -l_2 & -m_2 & l_2(y - y_{G1}) - m_2(x - x_{G1}) & l_2 & m_2 & -l_2(y - y_{G2}) + m_2(x - x_{G2}) \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

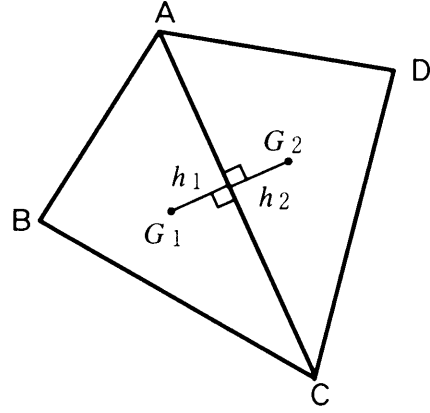


図 2-4 垂線の長さ

次に、ばね定数を決定するために相対変位成分に対応する仮想ひずみ成分を以下のように定義する。

$$\{\epsilon\} = \begin{Bmatrix} \epsilon_n \\ \gamma_s \end{Bmatrix} = \frac{1}{h_1 + h_2} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \end{Bmatrix} = \frac{1}{h} \{\delta\} \quad (2.14)$$

ここに、 $h_1$  および  $h_2$  は、図 2-4 に示すようにそれぞれの三角形要素の重心点  $G_1$ 、 $G_2$  から要素境界面上に下ろした垂線の長さを、 $h$  はその和を表す。

各要素境界面上の単位面積当りの弾性時の表面力を次のように仮定する。

$$\begin{cases} \sigma_n = \frac{E}{1-\nu^2} \epsilon_n \\ \tau_s = \frac{E}{1+\nu} \gamma_s \end{cases} \quad (2.15)$$

ここに、 $E$  はヤング係数、 $\nu$  はポアソン比を表す。

式(2.15)に式(2.14)を代入すると次式を得る。

$$\begin{cases} \sigma_n = \frac{E}{1-\nu^2} \epsilon_n = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{h_1 + h_2} \delta_n = K_n \delta_n \\ \tau_s = \frac{E}{1+\nu} \gamma_s = \frac{E}{1+\nu} \frac{1}{h_1 + h_2} \delta_s = K_s \delta_s \end{cases} \quad (2.16)$$

上式は単位面積当りの応力と変位の関係を表しており、 $K_n$  および  $K_s$  はそれぞれ単位面積に分布する垂直ばね定数およびせん断ばね定数であると考えることができる。そこで、平面応力問題におけるばね定数は次式で示される。

$$\begin{cases} K_n = \frac{E}{(1-\nu^2)(h_1 + h_2)} = \frac{E}{(1-\nu^2)h} \\ K_s = \frac{E}{(1+\nu)(h_1 + h_2)} = \frac{E}{(1+\nu)h} \end{cases} \quad (2.17)$$

なお、ここで示したばね定数はあくまで便宜上のものであり、厳密な意味での数学的理由を持っていない。

次に、表面力と相対変位の関係は次式で示される。

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_s \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

以上の結果から、要素境界面上に分布しているばねに蓄られるエネルギーを評価することによって剛性マトリックス  $[K]$  を導くことができる。要素重心点に作用する外力  $\{F\}$  を、

$$\{F\} = [P_{x1}, P_{y1}, M_1, P_{x2}, P_{y2}, M_2]^T \quad (2.20)$$

とする。ここに、 $P_{x1}$ 、 $P_{x2}$  は要素の重心点の  $x$  方向の、 $P_{y1}$ 、 $P_{y2}$  は  $y$  方向の力であり、 $M_1$ 、 $M_2$  はモーメントである。

要素重心点に関する仮想剛体変位を  $\{u^*\}$  とすれば、外力の成す仮想仕事  $W_o$  は次式のようになる。

$$W_o = \{u^*\}^T \{F\} \quad (2.21)$$

一方、要素境界面上の表面力の成す仮想仕事  $W_l$  は、式(2.12)および 式(2.18)を用い、仮想相対変位を  $\{\delta^*\}$  として、次式のように表すことができる。

$$W_I = \int_A \{\delta^*\}^T \{\sigma\} dA = \int_A \{\delta^*\}^T [D] \{\delta\} dA = \{u^*\}^T \int_A [B]^T [D] [B] dA \{u\} \quad (2.22)$$

仮想仕事の原理より外力の成す仮想仕事と内力の成す仮想仕事が等しくなるため、次式が得られる。

$$\{u^*\}^T \{F\} = \{u^*\}^T \int_A [B]^T [D] [B] dA \{u\} \quad (2.23)$$

となり、最終的な剛性方程式は次式となる。

$$\{F\} = t \int_{l_{35}} [B]^T [D] [B] ds \{u\} = [K] \{u\} \quad (2.24)$$

ここに、 $t$  は要素の厚さである。式(2.24)の剛性マトリックス $[K]$ の具体的な成分は、式(2.25)および式(2.26)に示すような成分となる。

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{11} = K_n y_{35}^2 + K_s x_{35}^2 \\ K_{12} = -(K_n - K_s) y_{35} x_{35} \\ K_{13} = K_n y_{35} \Delta_{11} - K_s x_{35} \Delta_{21} \\ K_{14} = -K_{11} \quad K_{15} = -K_{12} \\ K_{16} = K_n y_{35} \Delta_{22} - K_s x_{35} \Delta_{12} \\ K_{22} = K_n x_{35}^2 + K_s y_{35}^2 \\ K_{23} = -K_n x_{35} \Delta_{11} - K_s y_{35} \Delta_{21} \\ K_{24} = -K_{12} \quad K_{25} = -K_{22} \\ K_{26} = -K_n x_{35} \Delta_{22} - K_s y_{35} \Delta_{12} \\ K_{33} = K_n \Delta_{11}^2 + K_s \Delta_{21}^2 + K_n \frac{l_{35}^4}{12} \\ K_{34} = -K_{13} \quad K_{35} = -K_{23} \\ K_{36} = K_n \Delta_{11} \Delta_{22} + K_s \Delta_{21} \Delta_{12} - K_n \frac{l_{35}^4}{12} \\ K_{44} = K_{11} \quad K_{45} = K_{12} \quad K_{46} = -K_{16} \\ K_{55} = K_{22} \quad K_{56} = -K_{26} \\ K_{66} = K_n \Delta_{22}^2 + K_s \Delta_{12}^2 + K_n \frac{l_{35}^4}{12} \end{array} \right. \quad (2.25)$$

( $\times t/l_{35}$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_{11} = \frac{x_{35}(x_{31} + x_{51}) + y_{35}(y_{31} + y_{51})}{2} \\ \Delta_{12} = \frac{x_{35}(y_{32} + y_{52}) - y_{35}(x_{32} + x_{52})}{2} \\ \Delta_{21} = \frac{-x_{35}(y_{31} + y_{51}) + y_{35}(x_{31} + x_{51})}{2} \\ \Delta_{22} = \frac{-x_{35}(x_{32} + x_{52}) - y_{35}(y_{32} + y_{52})}{2} \end{array} \right. \quad (2.26)$$

( $x_{ij} = x_i - x_j, y_{ij} = y_i - y_j$ )

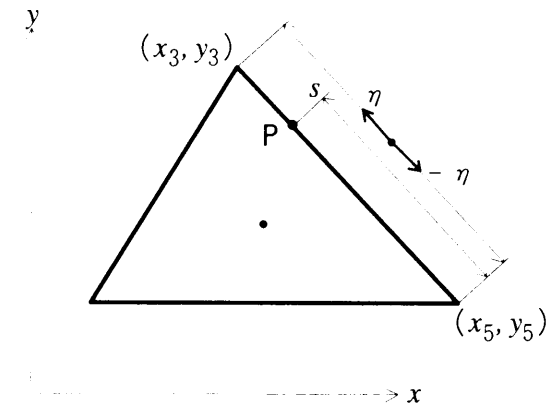


図 2-5 自然座標系

ところで  $t \int_{l_{35}} [B]^T [D] [B] ds$  の積分であるが、*Gauss* の数値積分法<sup>6)</sup>を用いて求めることができる。まず、図 2-5 の座標系に座標変換すると以下ようになる。

$$s = \frac{1}{2} l_{35} (\eta + 1) \quad (2.27)$$

$$ds = \frac{1}{2} l_{35} d\eta \quad (2.28)$$

$$K_{ij} = t \int_{l_{35}} k_{ij} ds = \frac{t l_{35}}{2} \int_{-1}^1 k_{ij}(\eta) d\eta \quad (2.29)$$

式(2.29)を *Gauss* の数値積分法により変換すると次式で示される。

$$K_{ij} = \frac{tl_{35}}{2} \{k_{ij}(\eta_1)H_1 + k_{ij}(\eta_2)H_2 + k_{ij}(\eta_3)H_3\}$$

$$\begin{cases} \eta_1 = -0.774597 & H_1 = 0.55556 \\ \eta_2 = 0.0 & H_2 = 0.88889 \\ \eta_3 = 0.774597 & H_3 = H_1 \end{cases} \quad (2.30)$$

なお、積分点  $\eta_i$  の  $x, y$  座標は次式で求めることができる。

$$x = \frac{x_3 - x_5}{l_{35}} s + x_5 = \frac{(x_{35}\eta_i + x_3 + x_5)}{2} \quad (2.31)$$

$$y = \frac{y_3 - y_5}{l_{35}} s + y_5 = \frac{(y_{35}\eta_i + y_3 + y_5)}{2} \quad (2.32)$$

## 2. 3 剛体－ばねモデルにおける鉄筋コンクリート材料の構成則

### 2. 3. 1 鉄筋コンクリート要素のモデル化

平面応力状態での鉄筋コンクリート要素をモデル化する場合、図 2-6 で示すように鉄筋を棒要素とする方法と、等価な平面要素とする方法が考えられる。

本研究では、ある方向に配筋された鉄筋を一層と考えた多層の平面要素としたモデル化を行った。その鉄筋要素とコンクリート要素の重ね合わせ方法は、基本的には完全付着に行っているが、鉄筋要素に隣接するコンクリート要素とのみ付着させ、鉄筋要素とコンクリート要素とを別々の自由度を持たせる方法も用いている。

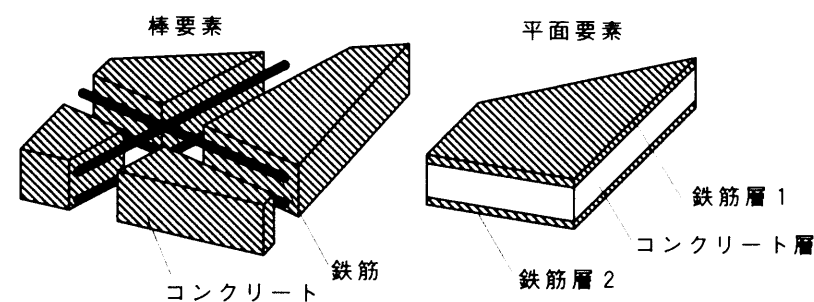


図 2-6 鉄筋コンクリート要素のモデル化

### 2. 3. 2 鉄筋コンクリート材料の構成則

#### (1) コンクリートの引張特性

鉄筋コンクリートはりの引張試験を行うと、ひび割れがある間隔で発生し、図 2-7 で示す応力とひずみの関係が得られる。ひび割れと直交方向の応力はひび割れ間で鉄筋との付着により引張応力を負担し、急激な応力低下を起こさないことが知られている<sup>7)</sup>。このテンション・ステイフネス効果は鉄筋が降伏すれば完全に無くなるが、コンクリートの残留応力  $\sigma_t$  をテンション・ステイフネス効果を考慮して、軸ひずみ  $\epsilon_n$  の減少関数として次式で与えた。なお、減少の仕方は配筋量や鉄筋の方向により異なるが、本研究では 1 次関数とし、 $a_0$  および  $a_1$  の定数を決定した。

$$\sigma_t = a_0 + a_1 \epsilon_n \quad (2.33)$$

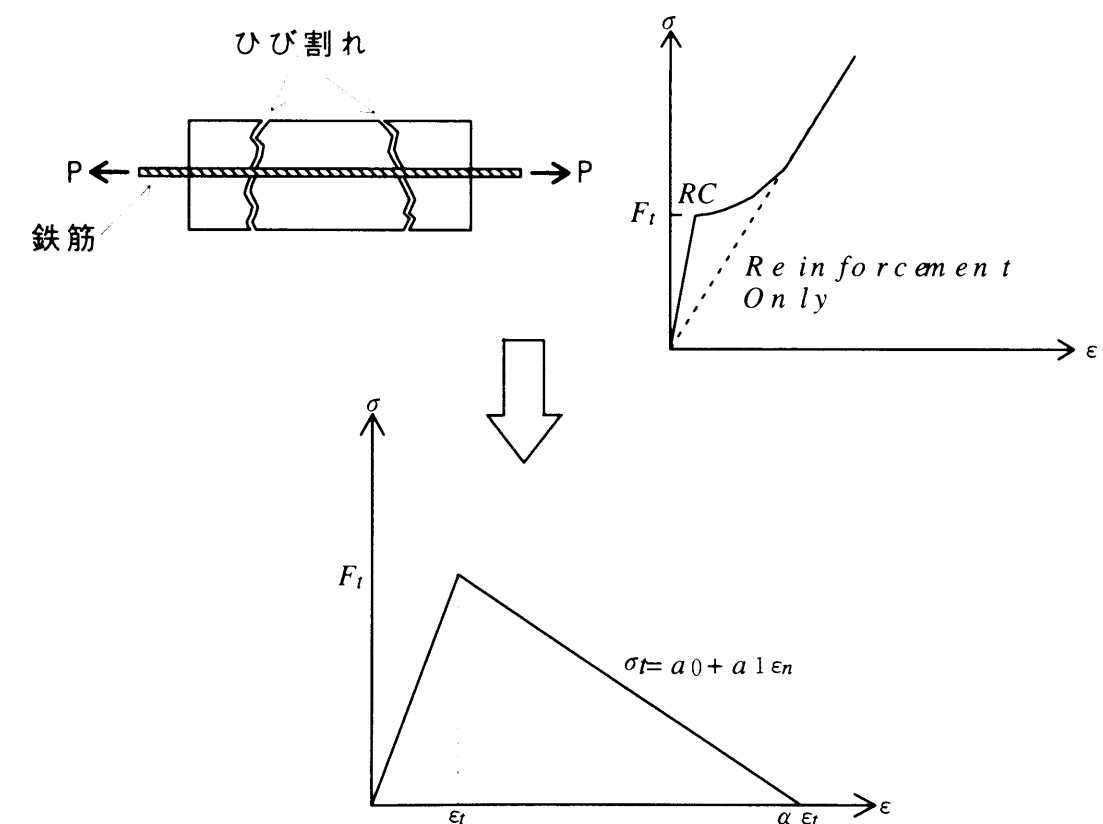


図 2-7 テンション・ステイフネス効果



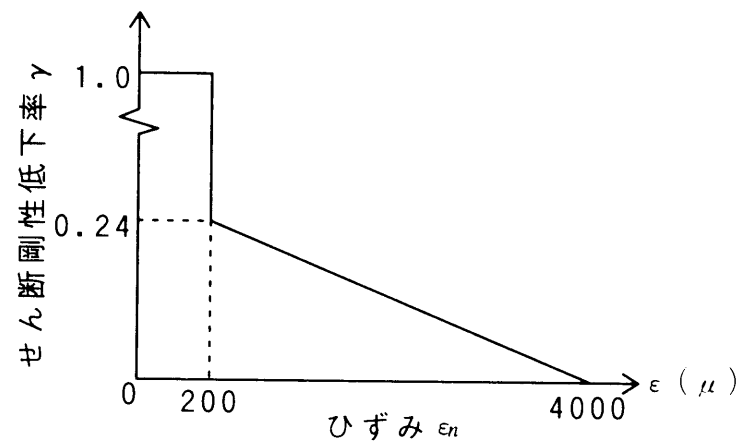


図 2-8 セン断剛性低下率

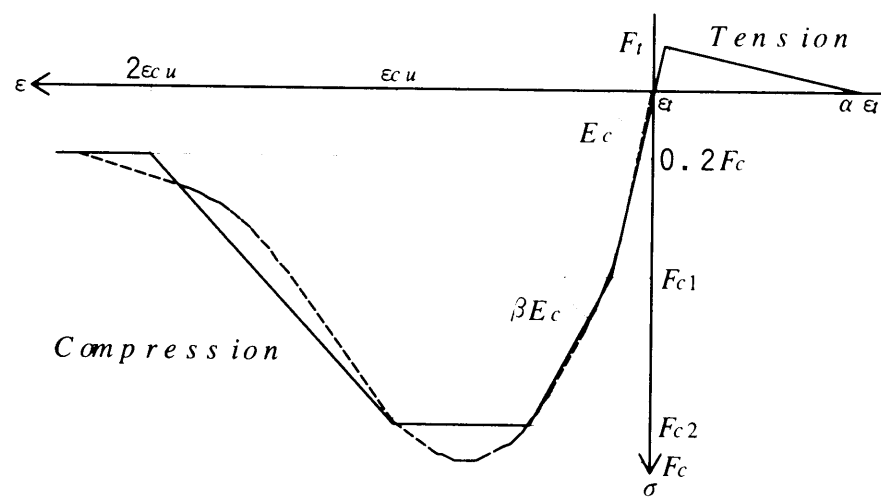


図 2-9 コンクリートの応力とひずみ関係

## (2) コンクリートのひび割れ面のせん断特性

コンクリートのひび割れ面でのせん断剛性は、ひび割れ幅が増加すると急激に低下する傾向にある。そこで、図 2-8 に示すようにひび割れ面と直交方向のひずみ  $\epsilon_n$  とせん断剛性低下率  $\gamma$  の関係を、既往の実験結果より提案した *Cedolin and Dei Poli* の関係式<sup>8)</sup>を採用した。剛体-ばねモデルではひび割れ面に直交方向のひずみ  $\epsilon_n$  の関数として、ひび割れ境界面のせん断ばね  $K_s$  にせん断剛性低下率  $\gamma$  の導入を行った。

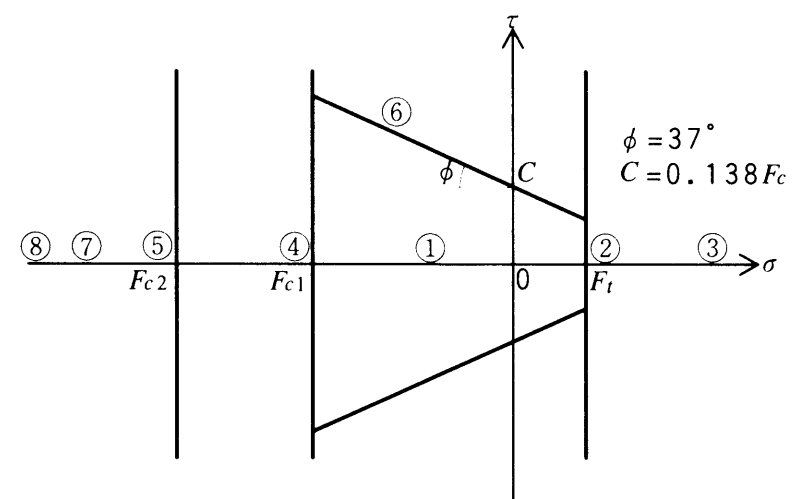


図 2-10 降伏破壊曲面

## (3) コンクリートの圧縮特性

コンクリートの 1 軸圧縮試験での応力-ひずみ曲線は図 2-9 の点線となる。この曲線を近似して図 2-9 の実線<sup>4)</sup>で表し、圧縮限界ひずみ  $\epsilon_{cu}$  後は  $2\epsilon_{cu}$  まで徐々に応力を減少し、その後  $0.2F_c$  を保持するとした。なお、圧縮 1 次降伏  $F_{c1}$ 、圧縮 2 次降伏  $F_{c2}$ 、剛性低下率  $\beta$  および圧縮限界ひずみ  $\epsilon_{cu}$  は、コンクリートの材料試験結果より決定し、 $F_{c1}=0.5\sim 0.6$ 、 $F_{c2}=0.95$ 、 $\beta=0.5\sim 0.6$ 、 $\epsilon_{cu}=0.3\%$  の値を使用した。

## (4) コンクリートのせん断すべり

コンクリートのせん断すべりに対する降伏条件として次式で示される *Mohr-Coulomb* (直線包絡線) の条件<sup>9)</sup>を採用した。

$$f = \tau_s^2 - (C - \sigma_n \tan \phi)^2 \quad (2.34)$$

図 2-10 に示すように要素境界面に作用する垂直応力  $\sigma_n$  とせん断応力  $\tau_s$  の関係でせん断すべりが生ずる。内部摩擦角  $\phi$  は、既往の研究より  $\phi = 37^\circ$  を用い、粘着力  $C$  は次式で求まる値を用いた<sup>4), 10)</sup>。

$$C = 0.138 F_c \quad (2.35)$$

なお、せん断すべり面では完全弾塑性の流れ則を用いており、塑性後の表面力と相対変位の関係を表すマトリックス  $[Dp]$  は、次式となる。

$$[Dp] = [D] - [S] \quad (2.36)$$

$$[S] = \frac{1}{F} \begin{bmatrix} K_n^2 \{(C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi\}^2 & K_n K_s (C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi \tau_s \\ K_n K_s (C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi \tau_s & K_s^2 \tau_s^2 \end{bmatrix} \quad (2.37)$$

$$F = K_n \{(C - \sigma_n \tan \phi) \tan \phi\}^2 + K_s \tau_s^2 \quad (2.38)$$

前述のコンクリートの構成則より、剛体－ばねモデルにおける降伏破壊曲面を各応力状態に応じて、図 2-10 に示す 8 つの領域（図中の番号①～⑧）に分けることができる。

- ① 弾性状態
- ② ひび割れ発生
- ③ 引張応力が零になった状態
- ④ 圧縮第 1 降伏
- ⑤ 圧縮第 2 降伏
- ⑥ *Mohr-Coulomb* のせん断すべりが生じた状態
- ⑦ 法線方向ひずみ  $\epsilon_n$  が圧縮限界ひずみ  $\epsilon_{cu}$  に達した状態
- ⑧ 圧壊

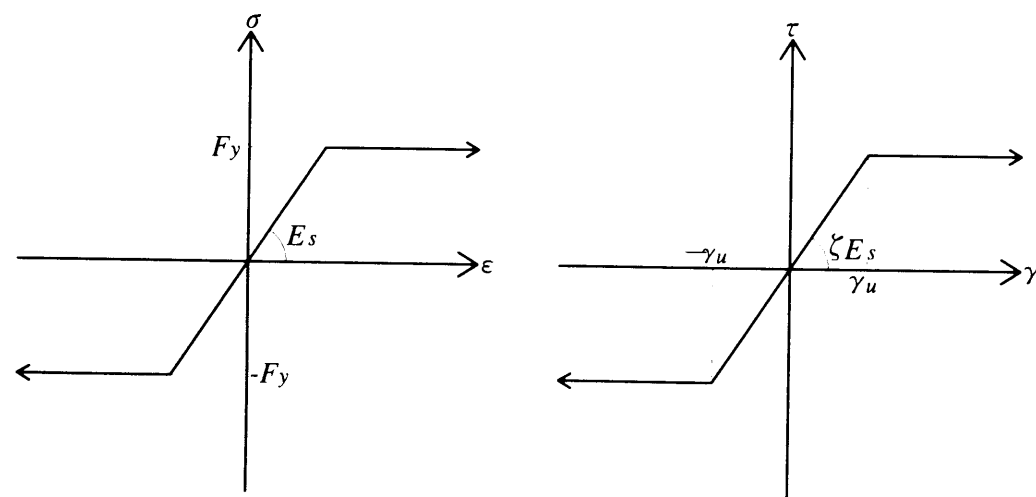


図 2-11 鉄筋の応力とひずみ関係

## (5) 鉄筋の応力とひずみ関係

鉄筋の応力とひずみの関係は、図 2-11 に示すように垂直応力およびせん断応力いずれの場合も完全弾塑性とし、ひずみ硬化は無視した。垂直応力が降伏点  $F_y$  に達すると降伏するものとし、せん断応力は鉄筋の軸方向応力が降伏点に達するか、またはひび割れ面のせん断ひずみが限界値  $\gamma_u$  に達したとき降伏すると仮定した。なお、せん断剛性にはコンクリートのひび割れ面での鉄筋のダウエル作用を考慮した係数  $\zeta$  をヤング係数  $E_s$  に乗してある<sup>4)</sup>。

## 2. 4 非線形計算法

### 2. 4. 1 荷重増分法

非線形問題の解析としてこれまでに多くの方法が提案されている<sup>1)1)</sup> が、剛体－ばねモデルを用いた極限解析を行う場合に最も適した方法は、荷重増分法 (*Rmin* 法)<sup>1)2)</sup> であると思われる。この荷重増分法とは、各増分段階でばねを 1 個ずつ降伏させてゆき、ばねを降伏させるのに必要な荷重増分を定める方法である。この方法では計算時間が多少かかるが、降伏の進展状況を追跡でき、降伏関数が折れ線の場合最大荷重の精密な値が得られる。この方法の概要は次のようである。

- 1) 与えられた荷重増分に対して、剛性マトリックスを解き、応力増分  $\Delta\sigma$  を求める。得られた応力増分  $\Delta\sigma$  を前回の応力に加え合わせ、その応力の全てが降伏応力と等しいか、あるいは小さくなるような荷重増分率  $r$  を求める。
- 2) 求めた荷重増分率  $r$  を応力増分  $\Delta\sigma$  にかけて前回までの応力に加え合わせ、この段階の応力とする。一旦降伏したばねは塑性流れ則に従って降伏曲面上を移動する（完全弾塑性体と考え、歪硬化は考えない）ものとし、次の段階では応力状態に応じて剛性マトリックスを変化させる。
- 3) 所定の荷重になるまで、1), 2) を繰り返す。

荷重増分率  $r$  は、*Mohr-Coulomb*（直線包絡線）の場合、以下の 2 次方程式を解くことによって求まる。

$$(\tau_s + r\Delta\tau_s)^2 = \{C - (\sigma_n + r\Delta\sigma_n) \tan \phi\}^2 \quad (2.39)$$

ここに、 $\sigma_n$ 、 $\tau_s$  は前回までの全応力であり、 $\Delta\sigma_n$ 、 $\Delta\tau_s$  は、今回の仮の増分応力を示し

ている。

しかし、鉄筋コンクリート材料の場合、破壊曲面は2.3.2(4)で記述したように8つあり、またひび割れや圧壊による応力解放を伴う。上記の *Rmin* 法では、応力解放を伴う非線形計算において収束が非常に悪くなることが考えられ、破壊曲面を同時に考慮でき、応力解放にも対応できるアルゴリズムが必要となる。そこで、竹内らが提案した鉄筋コンクリート材料の荷重増分法<sup>13), 14)</sup>を適用した。

- 1) *Mohr-Coulomb* (直線包絡線) の条件におけるすべりに対しての2次方程式を解き、荷重増分率  $r$  を求める。一旦すべりが生じた後は通常の塑性流れ則に従い降伏曲面上を移動するものとし、応力状態に応じて剛性マトリックスを変化させる。
- 2) 引張特性では、引張強度を越えてひび割れが生じる場合には、図2-12のような応力状態を考えて、次式に示すような荷重増分率  $r$  を計算する。

$$\sigma_i + r\Delta\sigma = F_t \quad (2.40)$$

- 3) 圧縮特性、せん断すべり、鉄筋降伏等も2)と同様に考え、それぞれの荷重増分率  $r$  を求める。
- 4) 以上のようにしてすべてのばねに対して、荷重増分率  $r$  を各破壊パターン毎に計算し、その内の最小の荷重増分率  $r$  を今回の荷重増分率  $r$  として採用する。

このように鉄筋コンクリートの材料特性を考慮した荷重増分法を用い、材料非線形の計算を行った。

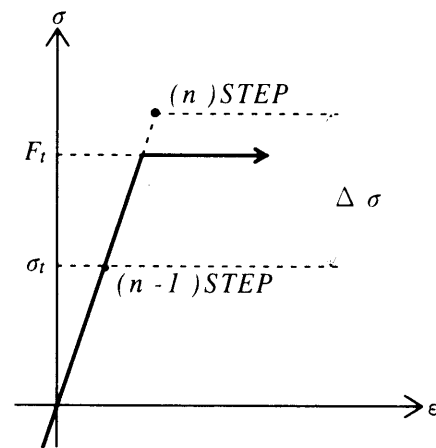


図2-12 引張破壊に対する荷重増分率  $r$

## 2.4.2 解放力の計算法

コンクリートの引張強度を越えた場合、応力の解放を行う。その解放力は、ばねが持っている力と等価で、しかも逆向きの力を加えることによって表わすことができる。さて、ばねには図2-13に示すような向きを正とする表面力が作用していると考えられる。

図2-13のように、要素Iの要素境界面上53に作用する表面力を全体座標系および局所座標系で表すと次式が成り立つ。

$$\begin{Bmatrix} T_{x1} \\ T_{y1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l_1 & -m_1 \\ m_1 & l_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_n \\ T_s \end{Bmatrix} \quad (2.41)$$

$$\begin{cases} l_1 = \cos(\bar{x}, x) = \frac{y_{35}}{l_{35}} \\ m_1 = \cos(\bar{x}, y) = \frac{x_{53}}{l_{35}} \end{cases} \quad (2.42)$$

$$(x_{ij} = x_i - x_j, y_{ij} = y_i - y_j)$$

一方、要素境界面上に働く表面力の重心に関する合力は、次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} df_{x1} \\ df_{y1} \\ df_{M1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -(y - y_{G1}) & (x - x_{G1}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_{x1} \\ T_{y1} \end{Bmatrix} \quad (2.43)$$

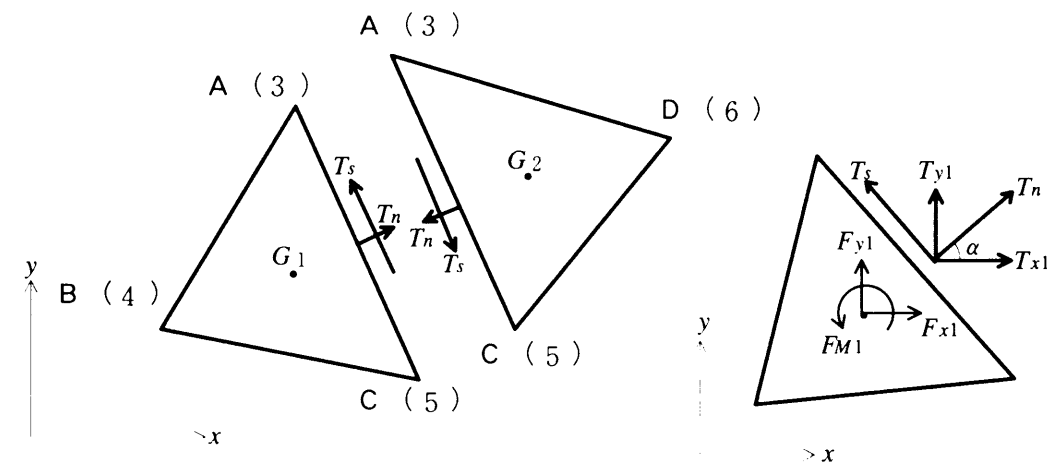


図2-13 正の表面力の定義および要素Iの局所座標系と全体座標系

ここに、 $df_{x1}$ ,  $df_{y1}$ ,  $df_{M1}$  は要素境界面上の単位面積当りの表面力を重心に作用する合力に置換したものである。従って、式(2.41)と式(2.43)より

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} df_{x1} \\ df_{y1} \\ df_{M1} \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -(y-y_{G1}) & (x-x_{G1}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} l_1 & -m_1 \\ m_1 & l_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_n \\ T_s \end{Bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} l_1 & -m_1 \\ m_1 & l_1 \\ -l_1(y-y_{G1})+m_1(x-x_{G1}) & m_1(y-y_{G1})+l_1(x-x_{G1}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_n \\ T_s \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.44)$$

となる。次に、要素Ⅱについても同様に考えて、要素Ⅱの重心に関する合力が以下のよう  
に与えられる。

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} df_{x2} \\ df_{y2} \\ df_{M2} \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -(y-y_{G2}) & (x-x_{G2}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -l_1 & m_1 \\ -m_1 & -l_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_n \\ T_s \end{Bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} -l_1 & m_1 \\ -m_1 & -l_1 \\ l_1(y-y_{G2})-m_1(x-x_{G2}) & -m_1(y-y_{G2})-l_1(x-x_{G2}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T_n \\ T_s \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.45)$$

式(2.44)および式(2.45)の合力を各要素境界辺に沿って線積分を行うと、要素の重心点に作用する力 $\{F\}$ が求まる。

$$\{F\} = t \int_{l35} \{df\} ds \quad (2.46)$$

このようにして得られた $\{F\}$ の逆符号の力を加えれば解放力を与えたことになる。

次に、引張破壊により解放力を発生した場合の作用荷重と解放力の与え方について、竹内らが提案したアルゴリズム<sup>14)</sup>を用いたが、その概要を述べる。

まず、全作用荷重 $P_{TOTAL}$ を、適切な荷重増分量 $P_1, P_2, \dots, P_n$ に分割し、各荷重増分段階で2.4.1に示した荷重増分法による収束計算を行う。ある荷重段階における作用荷重増分量を $P_i$ とする。このとき $n$ 回目の収束計算における作用荷重増分量 $P^{(n)}$ は、次式で計算される。

$$P^{(n)} = \prod_{a=0}^{n-1} [1-r_a] P_i + \sum_{k=1}^n \left( \prod_{a=k}^n [1-r_a] F^{(k-1)} \right) \quad (2.47)$$

ここに、 $r_a$ は各収束段階における荷重増分率であり、0回目の増分率 $r_0$ は0である。また、 $F^{(k-1)}$ は $k-1$ 回目の収束段階で生じた解放力であり、0回目の解放力は0である。従って、1回目の作用荷重は、 $P^{(1)}=P_i$ となり、 $k$ 回目において解放力が生じなければ $F^{(k)}$ は0である。一方、荷重増分率の合計 $r_{TOTAL}$ は、次式で計算できる。

$$r_{TOTAL} = \sum_{k=1}^n \left( \prod_{a=k}^n [1-r_a] \right) r_k \quad (2.48)$$

上式において、 $r_n$ が1のとき $r_{TOTAL}$ は恒等的に1となる。これは、解放力を含めて作用荷重のすべてを使い果たしたことを意味している。従って、常に $r_{TOTAL}$ を監視しながら計算を進めれば、収束状況を把握しながら計算していることになる。

## 2.5 単鉄筋RCばりの解析

### 2.5.1 曲げ実験概要

#### (1) 実験供試体

実験供試体は、図2-14に示すように長さ1700mm、断面200×150mmのはりで、主鉄筋量とスターラップの有無によって、表2-1に示す4体とした。

表2-1に示すように供試体D13SおよびD13WSは、主鉄筋としてD13を3本使用し、有効高さ160mm、鉄筋比1.58%とした。また、供試体D16SおよびD16WSは、主鉄筋としてD16を3本使用し、有効高さ160mm、鉄筋比2.48%とした。但し、記号Sはスターラップのある供試体、記号WSはスターラップのない供試体を表す。従って、供試体D13S、D16Sについては、D10のスターラップを図2-15に示すように125mm間隔で配置した。

表 2-1 供試体の種類

供試体名	D13S	D13WS	D16S	D16WS
主鉄筋比(%)	1.58		2.48	
スターラップ	有	無	有	無

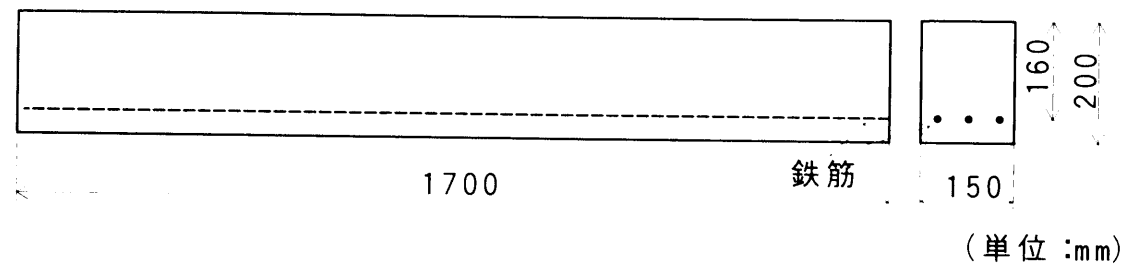


図 2-14 実験供試体

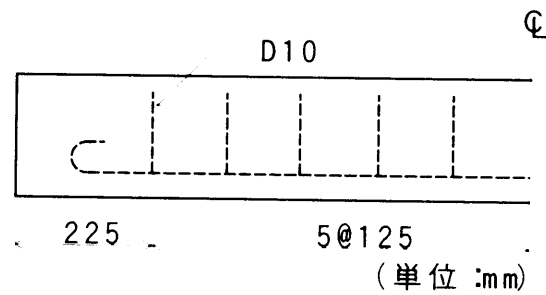


図 2-15 スターラップの配置

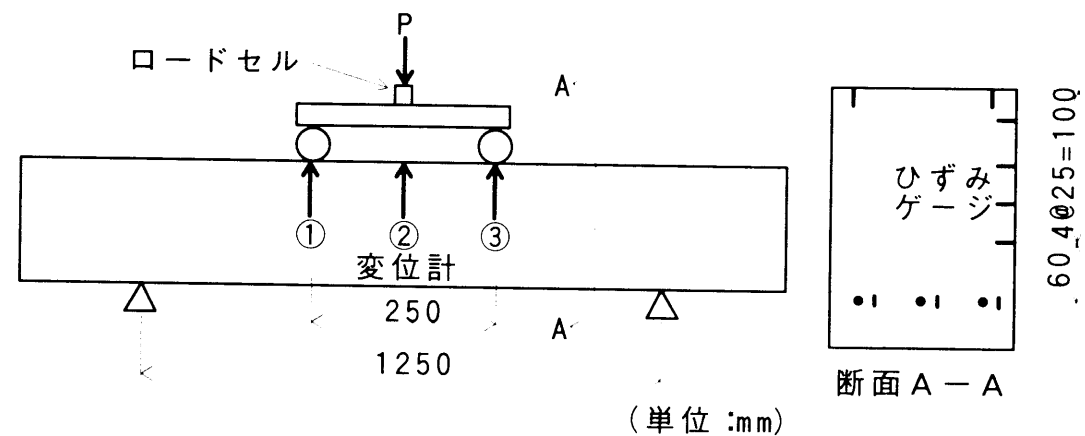


図 2-16 載荷方法

## (2) 実験方法

曲げ実験は、図 2-16 に示すように載荷条件をスパン長 1250mm，載荷間隔 250mm とし，スパン中央で純曲げとなるように 2 点集中載荷した。スパン中央部と両載荷点の鉛直たわみは，供試体と支点との間のギャップやへこみなどの影響を除去し，精度よく測定するため，供試体の両支点位置の中立軸上で単純支持した鋼ばりに固定した変位計で測定した。ひずみの測点は，供試体スパン中央部のコンクリート断面の上端に 2 点，側面には 4 点であり，ストレインゲージを貼って測定した。また，3 本の主鉄筋にもスパン中央部でそれぞれ 1 対のストレインゲージを用いて測定し，コンクリートのひずみと鉄筋のひずみを比較する目的でコンクリート内部にモールドゲージを埋め込んだ。

## 2. 5. 2 解析結果と実験結果の比較と考察

### (1) 要素分割

実験の供試体は，左右対称構造であり荷重条件も対称であるため，スパン中央より左半分を取り出し，解析に用いた要素分割を図 2-17 に示す。また，要素重心点に自由度を持つため，境界条件および外力の作用点は三角形要素の代わりに境界用の要素を用い<sup>15)</sup>，要素重心点の代わりに中点とした。鉄筋要素は図 2-17 に示す斜線の部分で，上下に隣接するコンクリート要素のみにばねで連結し，コンクリートとの付着を考慮した。なお，付着については，付着試験での付着応力  $\tau$  とすべり  $s$  の結果をバイリニアで近似した。コンクリートおよび鉄筋の材料定数は，材料試験結果より表 2-2 の値を用いた。

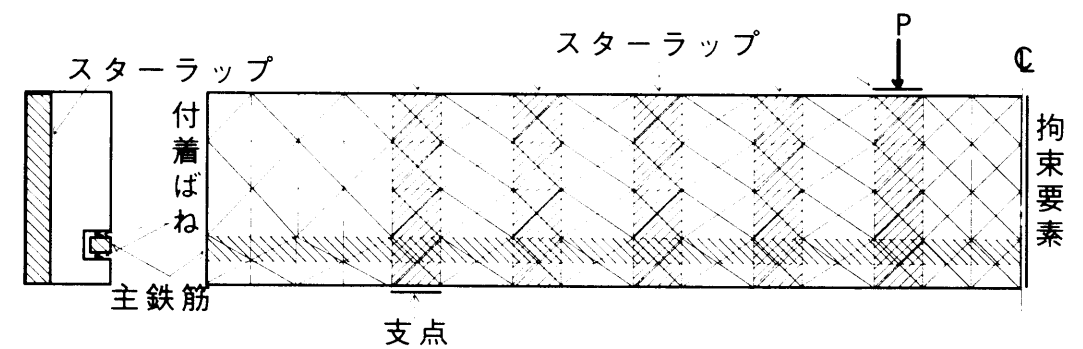


図 2-17 要素分割図

表 2-2 解析に用いた諸定数

		D13S D13WS	D16S D16WS
コンクリート	ヤング係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	26.3	
	ポアソン比 $\nu_c$	0.17	
	圧縮強度 $F_c$ (MPa)	32.2	
	引張強度 $F_t$ (MPa)	2.7	
	粘着力 $C$ (MPa)	8.0	
鉄筋	内部摩擦角 $\phi$	37°	
	ヤング係数 $E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	202	214
	降伏強度 $F_y$ (MPa)	353.8	311
	$\tau$ - $S$ 曲線の傾き $K_s$ (N/mm <sup>3</sup> )	400, 20	
付着	付着強度 $\tau$ (MPa)	4.0	

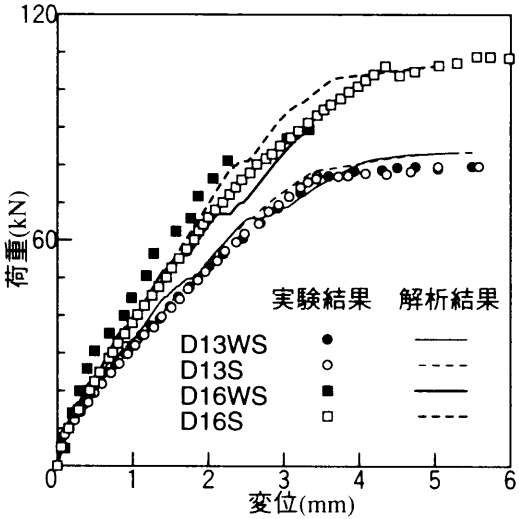


図 2-18 荷重－鉛直変位関係

(2) 解析結果

図 2-18 には、4 供試体の解析結果および実験結果の荷重とスパン中央の鉛直変位関係を示す。また、図 2-19(a), (b)には、供試体 D13WS, D13S および供試体 D16WS, D16S の荷重とスパン中央の鉄筋およびコンクリートのひずみ関係をそれぞれ示す。両結果より、最大耐力のみならず変形挙動および局所的な影響を受けやすいひずみの変化についても実験結果と解析結果はよく一致している。

図 2-20 には、実験による 4 供試体の破壊時のひび割れ形状と解析による 4 供試体の

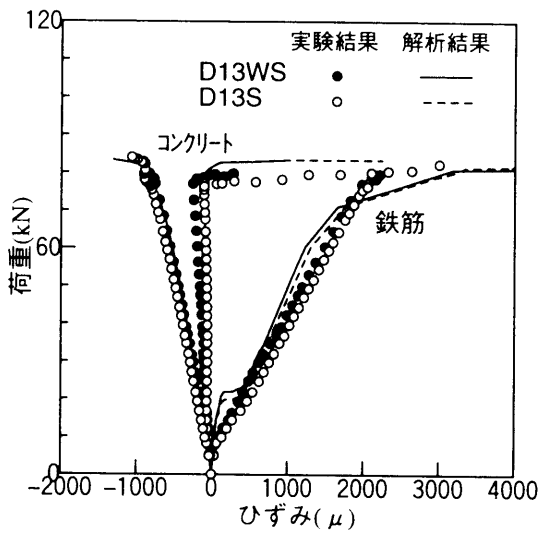


図 2-19(a) 荷重－ひずみ関係  
(供試体 D13WS および D13S)

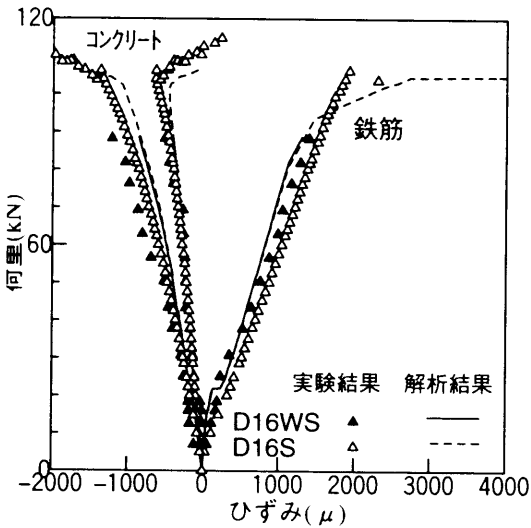


図 2-19(b) 荷重－ひずみ関係  
(供試体 D16WS および D16S)

ひび割れ進展状況を示す。ここに示したひび割れとは、引張強度  $F_t$  を越えて応力解放を行い引張残留応力が零になった状態である。解析結果は、スターラップの有無によるせん断ひび割れ発生の違いを明確に表現できている。

以上の結果より、鉄筋コンクリートばりの解析に対し剛体－ばねモデルは有効な解析法であると考えられる。

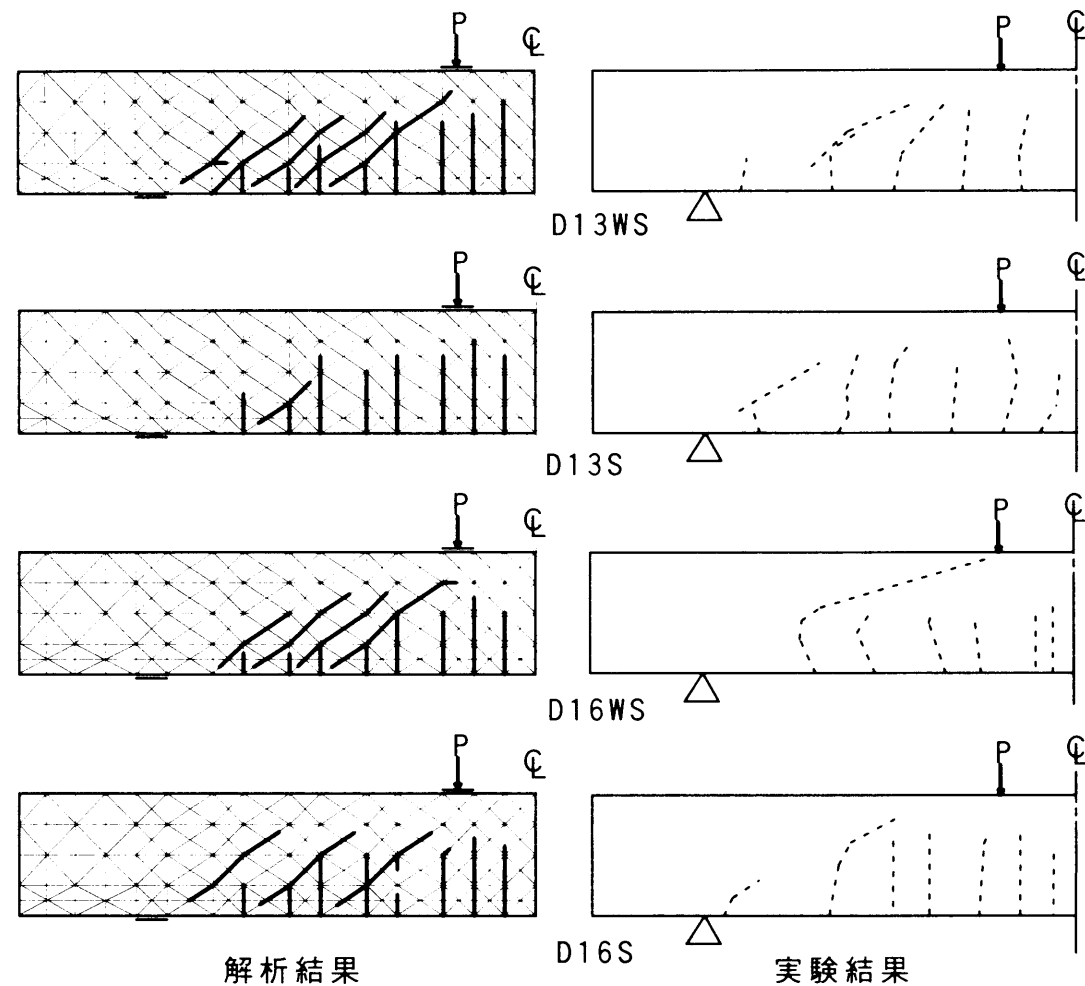


図 2-20 ひび割れ状況

## 2. 6 結言

本章では，本研究で用いた解析法である剛体－ばねモデルの 2 次元平面問題の定式化，鉄筋コンクリート材料の構成則および非線形計算法の概要について述べた。また，構造的に最も簡単な単鉄筋 RC ばりの数値解析例を示した。この解析で得られた結果を以下に示す。

(1) 鉄筋比の違いによる最大耐力および変形状の相違について精度良く解析することができた。

(2) 局所的な影響を受けやすいコンクリートおよび鉄筋のひずみの変化についても解析可能である。

(3) スターラップの有無によるせん断ひび割れ発生の違いを明確に表現でき，終局時の破壊形状を解析的に推定できる。

以上より，剛体－ばねモデルの鉄筋コンクリート部材の非線形解析に対する有効性および本研究で用いている材料特性の妥当性が認められた。

## 参考文献

- 1) Kawai,T. : New Element Models in Discrete Structural Analysis, 日本造船学会論文集, No.141, pp.174~180, 1977.
- 2) 都井裕・川井忠彦：円筒殻の解析のための新しい離散化モデル（その1），生産研究，30 卷 7 号，pp.20~23, 1978.
- 3) 竹内則雄・川井忠彦：新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析（その1），生産研究，32 卷 6 号，pp.35~38, 1980.
- 4) 川井忠彦・上田眞稔・竹内則雄・渡辺正明・樋口晴紀・毛井崇博：鉄筋コンクリート構造物の離散化極限解析（その1），生産研究，38 卷 4 号，pp.181~184, 1986.
- 5) 前川幸次・富田充宏：鉄筋コンクリートはりの剛体ーばねモデルによる非線形解析，金沢大学工学部紀要，第 24 卷，pp.1~8, 1991.
- 6) Segerlind,L.J.（川井忠彦監訳）：応用有限要素解析，丸善，1978.
- 7) 森田司郎・藤井栄：有限要素解析における付着モデルの現状と今後の課題，R C 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集，1984.
- 8) Cedolin,L. and Dei Poli,S. : Finite Element Studies of Shear Critical Reinforced Concrete Beams, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol.103, pp.395~410, 1977.
- 9) Chen,W.F.（色部・河角・安達監訳）：コンクリート構造物の塑性解析，丸善，1985.
- 10) 毛井崇博・上田眞稔・菊池健児・吉村浩二・末石伸行・野田孝介：R C 平板のせん断破壊に関する基礎的研究（その2）無筋コンクリート板，日本建築学会九州支部研究報告，第 33 号，pp.197~200, 1992.
- 11) Owen,D.R.J. and Hinton,E.（山田嘉昭監訳）：塑性の有限要素法，科学技術出版社，1988.
- 12) 山田嘉昭：塑性・粘弾性，培風館，1972.
- 13) 竹内則雄・川井忠彦：すべり・接触・引張破壊を考慮した離散化極限解析法について，構造工学における数値解析シンポジウム論文集，Vol.12, pp.311~316, 1988.
- 14) 上田眞稔・竹内則雄・樋口晴紀・鬼頭宏明・川井忠彦：引張・圧縮破壊を考慮した R C 構造物の離散化極限解析，構造工学論文集，Vol.36A, pp.315~323, 1990.
- 15) 川井忠彦・竹内則雄：離散化極限解析プログラミング，培風館，1990.

## 第3章 プレキャスト P C 部材接合部の曲げ挙動に関する解析

### 3. 1 緒言

現在，プレキャスト・プレストレストコンクリート（プレキャスト P C）部材は，現場施工工程の単純化や施工期間の短縮化等を目的として，道路橋床版やロックシェッド等の土木構造物に多用されている。プレキャスト P C 構造では部材と部材を P C 鋼材を用いて緊張して一体化を計っているが，作用荷重が大きくなると部材接合部に作用する曲げモーメントによって，接合面が開口し非線形挙動を呈することになる。

ところで，プレキャスト P C 構造物の設計は，許容応力度設計法からエネルギー吸収能や変形能を考慮した限界状態設計法への移行が望ましいと考えられおり<sup>1)</sup>，終局状態での耐力のみならず変形挙動を把握することは，今後この種の構造物の設計法を確立する上で重要な要因になると考えられる。

プレキャスト P C 部材の変形量を求めた従来の研究には，平面保持則を利用した簡易的算定法<sup>2), 3)</sup>や有限要素法などの数値解析を利用した研究<sup>4), 5)</sup>がある。簡易的算定法は部材レベルの変形挙動を推定し得るが，曲げ，せん断および軸力が複雑に作用する場合や構造物全体の挙動を算定するにはかなり困難となる。

本章では，プレストレスにより互いに密着しているプレキャスト部材に曲げモーメントが作用する時の部材接合面の開口にともなう非線形挙動の解析に，剛体ーばねモデルの適用を試みたものである。まず，プレストレスにより互いに密着させた部材 2 体から成るはりの曲げ実験について述べる。次に，剛体ーばねモデルの適用において課題となる接合面のばね定数の同定およびプレキャスト P C 部材のモデル化に対する妥当性について実験結果と比較，検討を行い，本モデル化の妥当性の確認を行う<sup>6), 7)</sup>。

剛体ーばねモデルを使用する利点としては，離散化モデルであるため，部材接合面の開口の取扱いが容易であることや終局状態に至るまでの挙動を統一的に非線形解析できることなどが考えられる。また，P C 鋼材の耐腐食性のためにグラウト処理を行っていたが，最近耐腐食性のすぐれたアンボンド P C 鋼材を使用することから，グラウト処理による P C 鋼材とコンクリートの付着作用の有無が構造物の力学的挙動に与える影響を把握しておく必要がある。そこで，プレキャスト P C 部材のモデル化では緊張材に用いた P C 鋼棒を材料非線形要素として表現し，P C 鋼棒とコンクリートの付着特性を導入することにした。このようなモデル化は剛体ーばねモデルでは容易であり，剛体ーばねモデルをプレキャスト



ト P C 部材の解析に適用した一つの利点である。

3. 2 曲げ実験概要

3. 2. 1 実験供試体

実験に用いた供試体は、図 3-1 に示すように、断面 200mm×400mm、長さ 1000mm の直方体の鉄筋コンクリート 2 体から成り、それぞれのプレキャスト部材には、上縁より 100、200、および 300mm の位置に φ32mm のシース孔が配置されている。これら 2 体のプレキャスト部材のシース孔に φ17mm の P C 鋼棒を通して、プレストレス力を各々 100kN で一体化した。供試体の種類は、表 3-1 に示すようにシース孔と P C 鋼棒の隙間にグラウトを充填したグラウト処理と、グラウトを充填しない無処理の 2 種類とし、さらにそれぞれについて

表 3-1 供試体の種類

処 理 方 法	無 処 理				グラウト処理			
	上	中	下		上	中	下	
鋼棒位置	◎	◎	◎		◎	◎	◎	
供 試 体 名	F1	F2	F3	F4	G1	G2	G3	G4

◎印は緊張位置を表す

P C 鋼棒の本数と緊張位置によって計 8 ケースとした。なお、今回使用したグラウトは普通ポルトラルセメントに混和剤(GF-630)を混ぜ、水セメント比 40%で配合し、圧縮強度は 29.5MPa であった。

3. 2. 2 測定項目および載荷方法

プレキャスト部材接合面の開口を測定するために、図 3-2 のようにスパン中央の上縁と下縁の両側面にそれぞれ π 型変位計を設置した。また、スパン中央の鉛直変位は供試体と支点との間のギャップやへこみなどの影響を取り除くように、ストローク変位計 2 台を設置し、支点とスパン中央の相対変位を測定した。コンクリートのひずみを測定するために、図 3-3 に示すようにひずみゲージを供試体側面のスパン方向、スパン直角方向および上面に計 1 0 枚接着した。また、P C 鋼棒の応力状態を検討するため図 3-4 に示すようにひずみゲージを各々の P C 鋼棒に 250mm 間隔で 5 箇所に着着した。

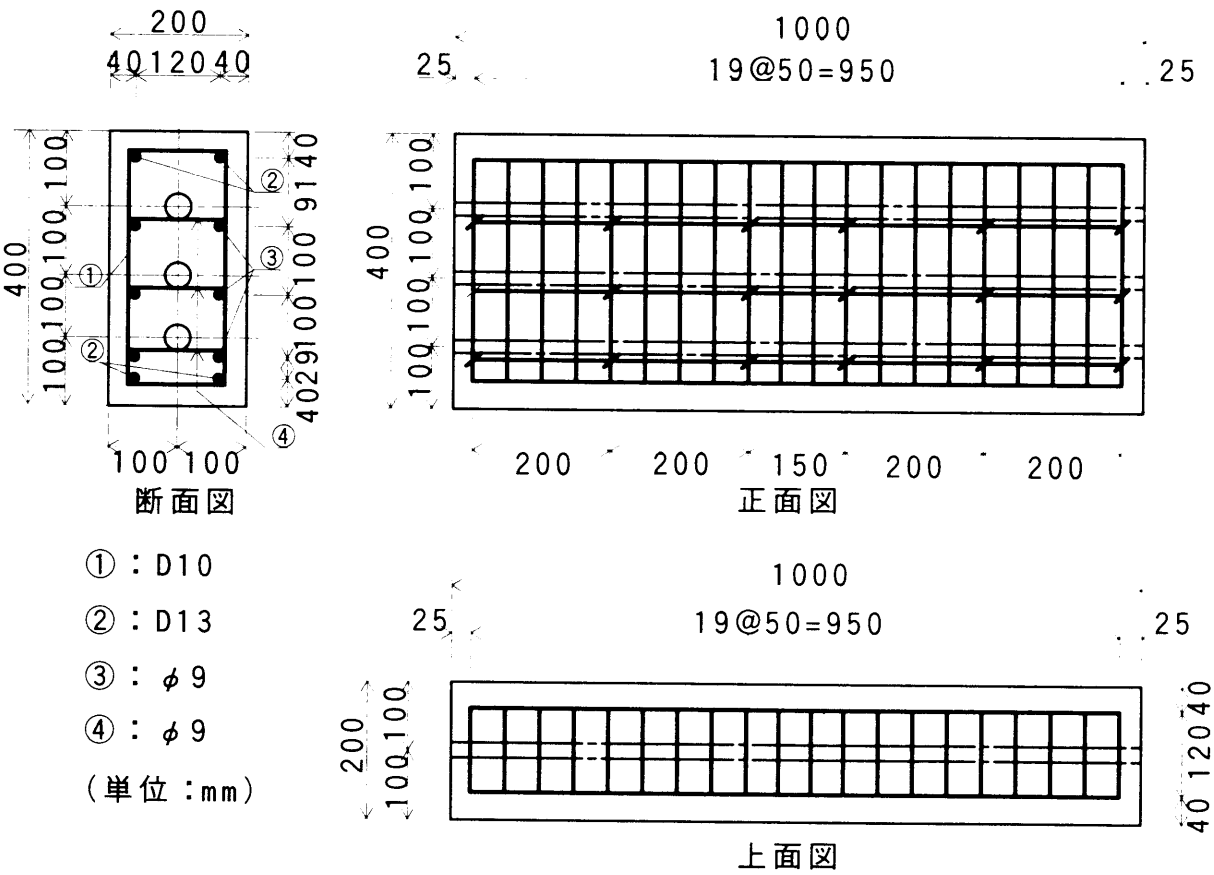


図 3-1 実験供試体図

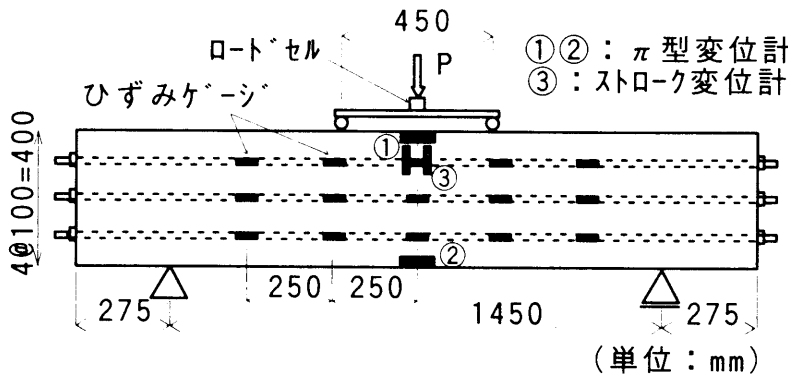


図 3-2 載荷方法

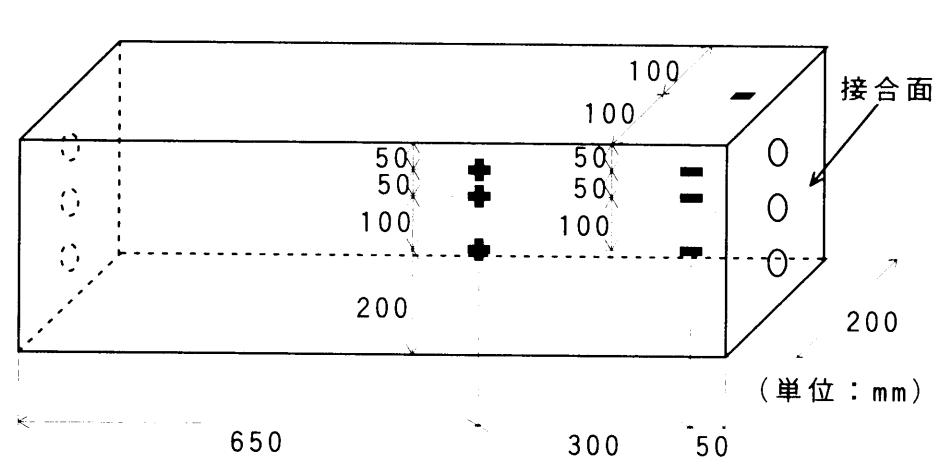


図 3-3 コンクリートひずみ測定位置

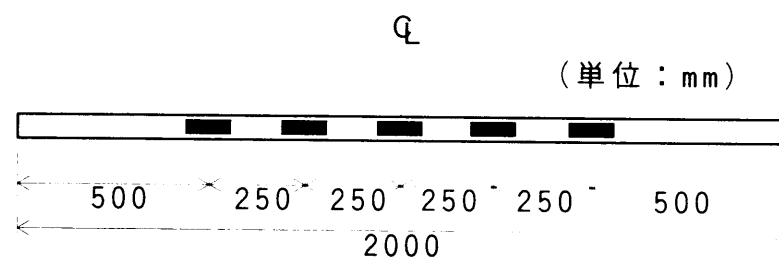


図 3-4 P C 鋼棒のひずみゲージ位置

載荷方法は、図 3-2 に示すように載荷条件をスパン長 1450mm、載荷点間隔 450mm とし、スパン中央で純曲げとなるように 2 点載荷とし、載荷荷重は 5kN 間隔で増加させた。

### 3. 3 プレキャスト P C 部材のモデル化

#### 3. 3. 1 付着を考慮した P C 鋼棒の取扱い

プレストレストコンクリートの解析では、P C 鋼棒および P C 鋼線のような緊張材を直接的に表現した例は少なく<sup>8)</sup>、プレストレス力の効果のみを外力や初期ひずみとして扱っている。本研究では P C 鋼棒を鉄筋と同様に剛性を持った要素として直接表現し、応力-ひずみ関係を図 3-5 で示すようにバイリニアで近似して材料非線形性を考慮した。

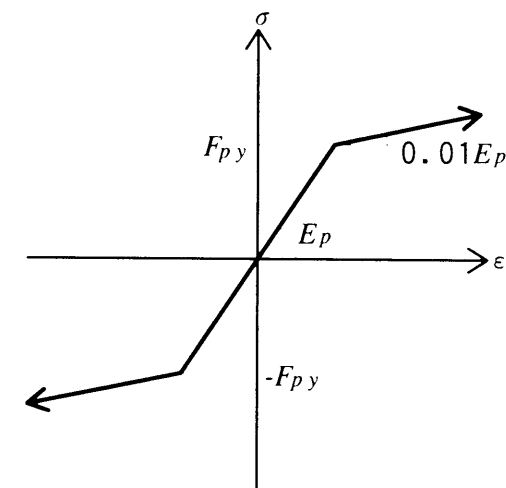


図 3-5 P C 鋼棒の応力とひずみ関係

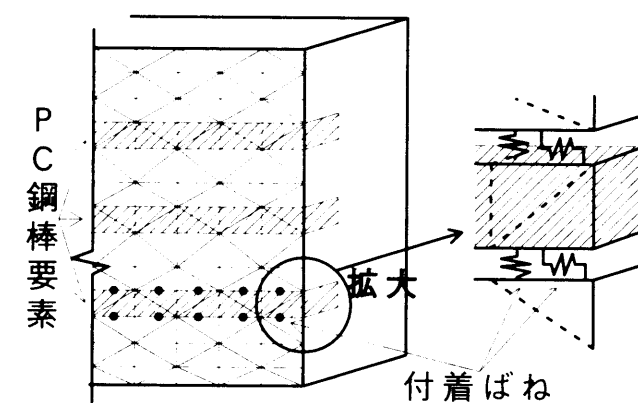


図 3-6 付着ばねのモデル化

P C 鋼棒要素とコンクリート要素を図 3-6 に示すように付着特性を持つばねのみで結合させ、グラウト処理および無処理の構造の違いを評価した。結合させたばねの付着特性を表 3-2 に示すが、境界面における垂直方向のばね定数  $K_n$  の算定には、グラウト処理および無処理とも式 (3.1) の  $E$  にコンクリートのヤング係数  $E_c = 36.7 \text{ kN/mm}^2$  を用いた。

$$K_n = \frac{E}{(1-\nu^2)(h_1 + h_2)} = \frac{E}{(1-\nu^2)h} \quad (3.1)$$

また、せん断ばねはグラウト処理の場合図 3-7 に示すように引き抜きによる付着試験の付着応力  $\tau$  とすべり量  $S$  の関係を、初期  $K_s=62.5\text{N/mm}^3$ 、すべり後  $K_s=8.0\text{N/mm}^3$  と近似し、無処理の場合  $K_s=0\text{N/mm}^3$  とした。付着試験は、付着長が P C 鋼棒の直径の 4 倍になるように P C 鋼棒を挿入したグラウト円柱供試体（直径 100mm、高さ 100mm）を作製し、30 日間湿潤養生した後に付着試験を実施した。この時の配合および強度は、曲げ実験供試体に用いたグラウトと同じである。

プレストレス力はそれと等価な圧縮力を集中荷重として、部材端の緊張位置のコンクリート要素に与えた。その時点では P C 鋼棒の剛性を無視して初期応力を求め、緊張時の状

表 3-2 付着ばね定数

	無 処 理	グラウト処理
垂直方向ばね	コンクリートの剛性 $E=36.7\text{kN/mm}^2$	コンクリートの剛性 $E=36.7\text{kN/mm}^2$
せん断方向ばね	$K_s=0.0\text{N/mm}^3$	$\tau$ - $S$ 曲線の傾き 初期 $K_s=62.5\text{N/mm}^3$ すべり後 $K_s=8.0\text{N/mm}^3$

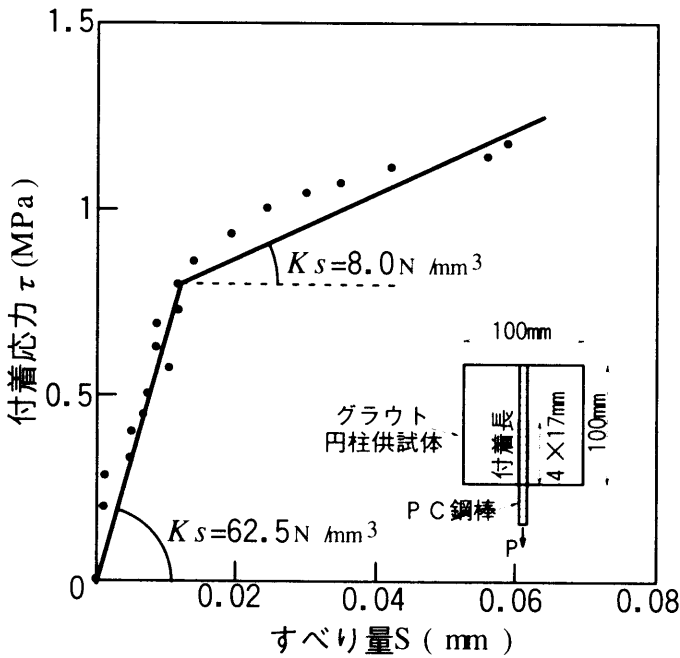


図 3-7 付着試験結果

態とした。

### 3.3.2 要素分割

解析は、対称性を利用してスパン中央より左半分について図 3-8 の要素分割で行った。また、P C 鋼棒は図に示す斜線の要素で表し、拘束要素および載荷要素は三角形要素の代わりに境界用の要素<sup>9)</sup>を用いた。この境界用の要素は、三角形要素が有している重心点の 3 自由度 ( $u, v, \theta$ ) を要素の midpoint に存在させたものであり、本解析の場合は拘束条件

表 3-3 解析に用いた材料定数

コンクリート	ヤング係数 $E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	36.7
	ポアソン比 $\nu_c$	0.17
	圧縮強度 $F_c$ (MPa)	72.8
	圧縮一次降伏 $F_{c1}$ (MPa)	43.7
	圧縮二次降伏 $F_{c2}$ (MPa)	69.2
	剛性低減率 $\beta$	0.6
	圧縮限界ひずみ $\epsilon_{cu}$ (%)	0.3
鉄筋	引張強度 $F_t$ (MPa)	4.3
	ヤング係数 $E_s$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	210
	ポアソン比 $\nu_s$	0.3
	降伏強度 $F_y$ (MPa)	300
P C	ヤング係数 $E_p$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	200
	降伏強度 $F_{py}$ (MPa)	890
付着	$\tau$ - $S$ 曲線の傾き $K_s$ ( $\text{N/mm}^3$ )	62.5, 8.0
	付着強度 $\tau$ (MPa)	1.3

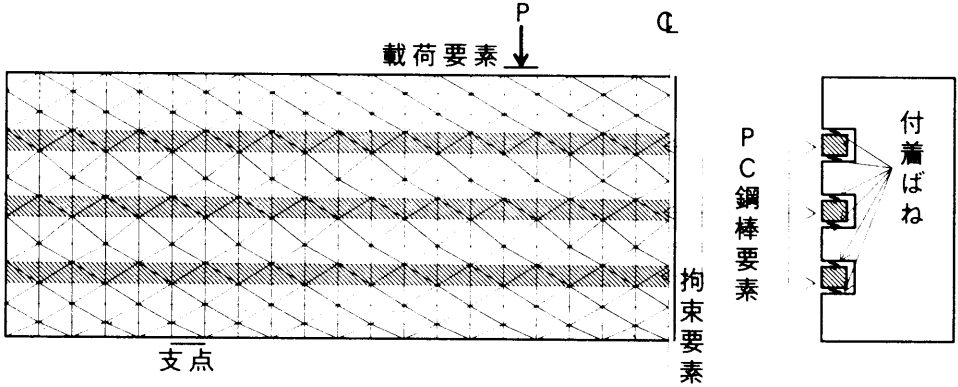


図 3-8 要素分割図

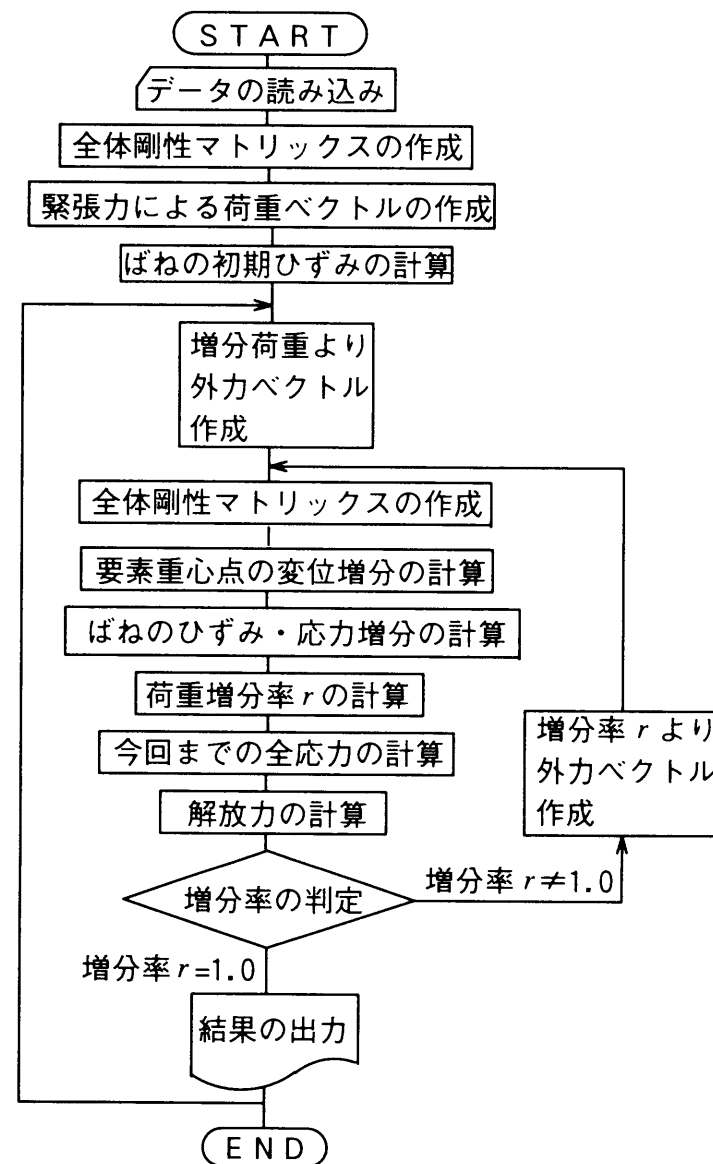


図 3-9 フローチャート

として水平方向変位  $u$  と剛体回転  $\theta$  を拘束している。計算方法は、2.4.1 で述べた荷重増分法<sup>10)</sup>により、図 3-9 のフローチャートに沿って行った。また、解析に用いた材料定数は材料試験の結果から表 3-3 の値とした。

### 3.3.3 接合面でのばね定数の取扱い

部材接合面については、引張に対しては剛性を持たず、圧縮に対しては接合面の凹凸の影響および回転変形の大きさを考慮したばね特性とした。そこで、部材接合面のばね定数を変化させて解析を行い、実験結果と比較し圧縮に対してのばね定数を同定することを試みた。圧縮に対するばね定数ということで、その値に最も影響がある部材接合面上縁のはり軸方向に取り付けた  $\pi$  型変位計（標点間 50mm）のひずみ量を対象に局所的な比較を行い、さらにスパン中央の鉛直変位および接合面下縁の開き等の部材全体の挙動と部材耐力の状況も検討し、最適なばね定数を決定した。

図 3-10 は、供試体 G1 の荷重と接合面上縁ひずみの関係について、解析結果と実験結果を示している。但し、実験の上縁ひずみとは  $\pi$  型変位計の縮み量を標点間距離で除して換算した値である。解析では、ばね定数として式 (3.1) のヤング係数  $E$  に、

① コンクリートのヤング係数  $E_c = 36.7 \text{ kN/mm}^2$  およびその  $1/2, 1/5, 1/20$  の値

② 接合面下縁が開くまで全断面有効として求めた上縁曲げ応力の理論値と実験の上縁ひずみの関係から求めたヤング係数  $E = 3.8 \text{ kN/mm}^2$

を用いた 5 種類について検討した。なお上記②の  $E = 3.8 \text{ kN/mm}^2$  は、コンクリートのヤング係数  $E_c$  のおよそ  $1/10$  である。ヤング係数  $E = 3.8 \text{ kN/mm}^2$  は荷重が低い状態のデータに基づいて算定しているものの、それによる解析結果は実験結果と良く一致しており、他のヤング係数ではかなりの差異がみられる。

また、図 3-11 および図 3-12 は、それぞれ荷重とスパン中央の鉛直変位および接合面下縁の開き幅の関係について供試体 G1 の解析結果と実験結果を示している。但し、図 3-12

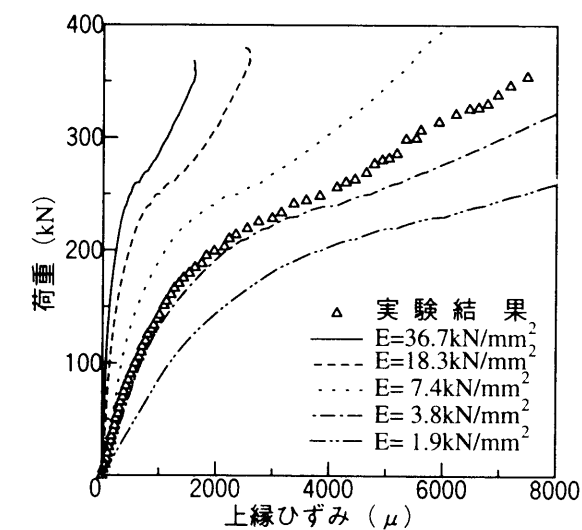


図 3-10 荷重—上縁ひずみ関係（供試体 G1）

表 3-4 接合面のばね定数算定のための  $E$

供試体名	F1, G1	F2, G2	F3, G3	F4, G4
ヤング係数 $E$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	3.8	1.9	2.6	0.9

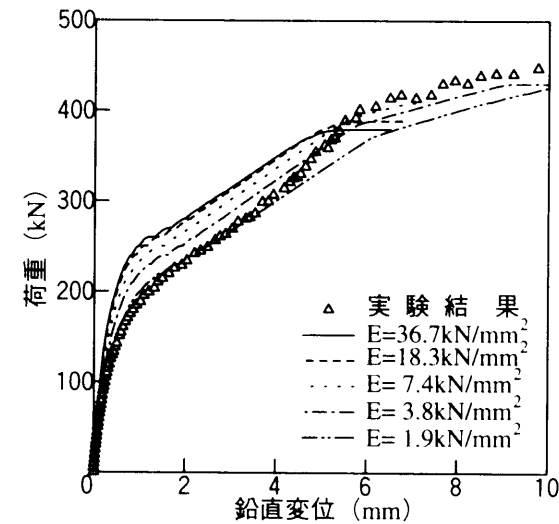


図 3-11 荷重—鉛直変位関係（供試体 G1）

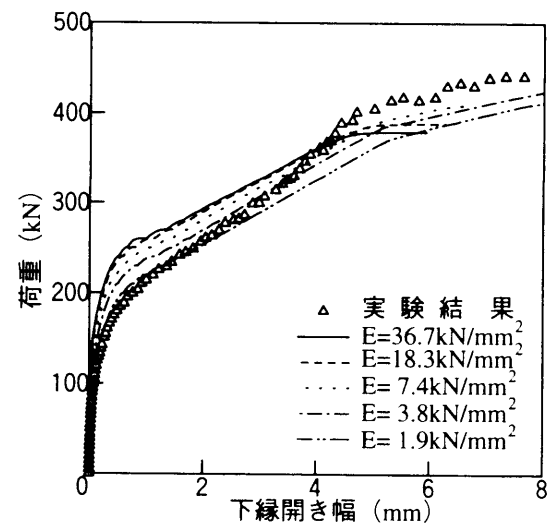


図 3-12 荷重—下縁開き幅関係（供試体 G1）

における開き幅は、部材接合面下縁のはり軸方向に取り付けた  $\pi$  型変位計（標点間 100mm）による変位量である。解析結果は、図 3-10 と同様の 5 種類のばね定数について示した。両図より変形挙動および最大耐力ともヤング係数  $E=3.8\text{kN/mm}^2$  の解析結果が、実験結果と最も良い対応を示すと言える。なお、鉛直変位および下縁開き幅は上縁ひずみのように接合部のばね定数だけが直接影響するものではないため、ヤング係数  $E$  による差は比較的小さい。しかし、ヤング係数  $E$  にコンクリートのヤング係数  $E_c$  に近い値を用いた場

合には、接合面上縁部が点接触の状態となりコンクリートの圧壊のため耐力が低く解析されている。以上より、接合面のばね定数について接合面の凹凸の影響および回転変形の大さを考慮するためにはコンクリートのヤング係数  $E_c$  よりもかなり小さい値を用いる必要性があり、今回の解析では供試体 G1 の接合面に対して、ヤング係数  $E=3.8\text{kN/mm}^2$  を用いる。他の供試体の接合面についても同様にしてばね定数を決定したが、その値を表 3-4 に示す。但し、今回はばね定数を線形としていることや P C 鋼棒の本数により異なったばね定数を用いている。今後は、一般性をもったばね定数の評価方法を検討する必要がある。

### 3. 4 解析結果と実験結果の比較と考察

#### 3. 4. 1 鉛直変位および接合面下縁の開き幅

図 3-13(a), (b) および図 3-14(a), (b) は、それぞれ荷重とスパン中央の鉛直変位および接合面下縁の開き幅の関係について、各供試体の解析結果と実験結果を示している。但し、図 3-14 における開き幅は、部材接合面下縁のはり軸方向に取り付けた  $\pi$  型変位計（標点間 100mm）による変位量である。

また、各供試体について P C 鋼棒によるプレストレス応力と载荷による曲げ応力の和が接合部下縁でゼロになる荷重の理論値は、式(3.2)で求めることができ、各供試体の理論値を表 3-5 に示す。

$$P_0 = \left( \frac{\sum P_{ti}}{A_c} + \frac{\sum P_{ti} e_{pi}}{Z_c} \right) \frac{Z_c}{l_c/2} \quad (3.2)$$

ここに、 $P_0$  は接合部下縁で応力がゼロになる荷重の理論値、 $P_{ti}$  は P C 鋼棒 1 本あたりのプレストレス力、 $e_{pi}$  は偏心量、 $A_c$  はコンクリート総断面に P C 鋼棒を換算して考慮したコンクリート断面積、 $Z_c$  は引張縁側断面係数、 $l_c$  は支点と荷重載荷点の距離である。また、

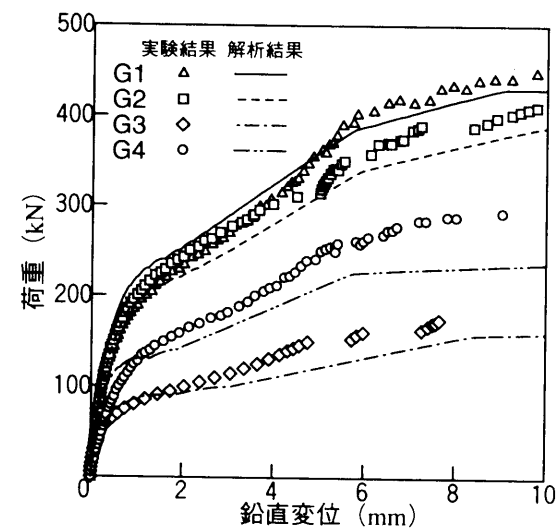


図 3-13(a) 荷重—鉛直変位関係（グラウト処理）

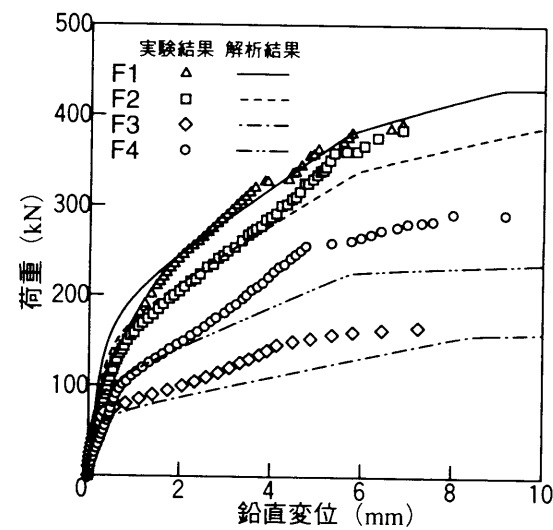


図 3-13(b) 荷重—鉛直変位関係（無処理）

$\Sigma$ は各P C鋼棒の合計を表している。

少なくとも表 3-5 の荷重までは一体化したはりとしての曲げ挙動を期待することができ、図 3-13(a), (b)および図 3-14(a), (b)の解析結果および実験結果はほぼ直線になっている。荷重がある程度大きくなるとその勾配は変化し、鉛直変位および開き幅が大きくなっているが、解析結果はP C鋼棒の緊張方法によって異った実験の傾向をほぼとらえている。また、勾配が大きく変化する前後ではP C鋼棒とシースの間のグラウト処理の有無による変形量の差異が見られ、グラウト処理の実験結果が無処理の実験結果の変形量より小さい

表 3-5 開口時の算定荷重

供試体名	F1, G1	F2, G2	F3, G3	F4, G4
算定荷重 (kN)	80.0	93.3	26.7	66.7

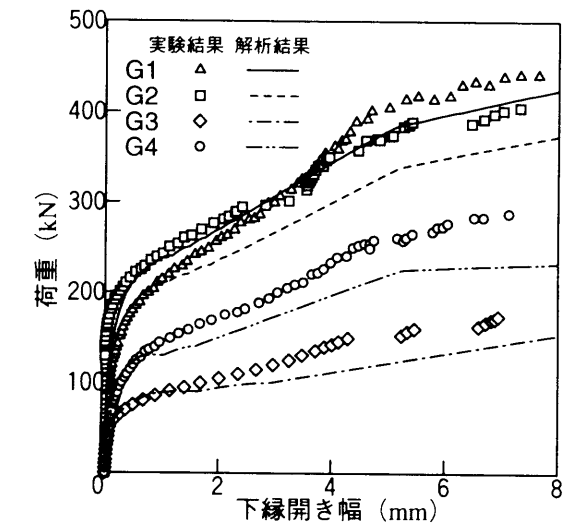


図 3-14(a) 荷重—下縁開き幅関係（グラウト処理）

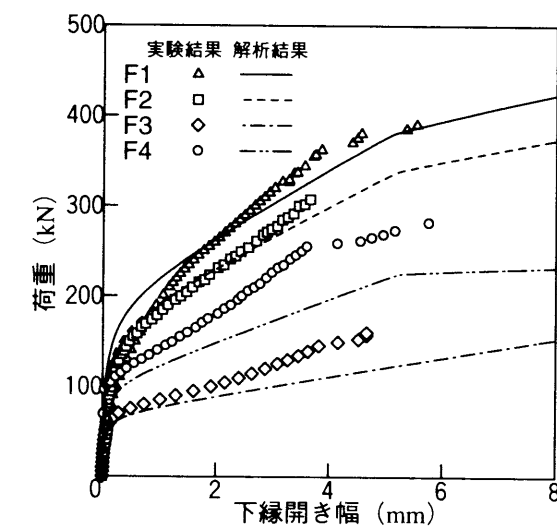


図 3-14(b) 荷重—下縁開き幅関係（無処理）

傾向を示し、グラウトによる効果が現れている。解析でも同様の傾向を示している。なお、グラウト処理の場合には付着ばねの剛性を、図 3-7 のようにバイリニアで近似しているた

め、勾配が大きく変化する直後で曲線が滑らかになっていない。このことは、3. 4. 3で述べるP C鋼棒のひずみ分布(図 3-15)よりわかるように、供試体 G1 の場合、荷重 200kN から 250kN に増加する間にグラウトの付着がなくなるためである。

3. 4. 2 曲げ耐力

最大耐力の比較を表 3-6 に示す。表 3-6 に示す計算値とは、プレストレストコンクリート構造の曲げ破壊モーメントの算定<sup>1)1), 1)2)</sup>により求めた最大耐力であり、以下のような仮定を設けて計算した。

- ① 平面保持が成立し、引張側コンクリートは無視する。また、P C 鋼棒のひずみは同じ位置のコンクリートひずみに等しい。
- ② 圧縮縁コンクリートひずみを 0.35% とする。
- ③ コンクリートの最大圧縮応力度は  $0.85F_c$  と ( $=61.9\text{MPa}$ ) とする。
- ④ P C 鋼棒の最大引張強度は  $0.93F_{pu}$  ( $=1030\text{MPa}$ ) とする。

解析では、最大耐力が実験結果および計算値より低い傾向を示している。これは、接合面の開きが大きくなって接合面上縁側のコンクリートには部分的に圧縮力が、P C 鋼棒には引張力が集中することになると、解析による開き量およびP C 鋼棒のひずみが実験結果より大きくなりP C 鋼棒が降伏し、それにともない剛性が低下するためであり、このことはP C 鋼棒 1 本締め供試体 (F3, G3 および F4, G4) の実験との最大耐力の差が顕著に現れることより理解される。今後、解析精度の向上が必要であると思われる。また、グラウ

ト処理の有無により最大耐力を比較すると、実験結果の場合はグラウト処理の方が2～15%ほど高く、解析結果の場合はほとんど差はなかった。耐力差 15%を示した実験結果はあるが、全体的には最大耐力の違いがほとんど見られないことから、最大耐力に対するグラウトの付着効果はないと考えられる。なお、付着効果はP C 鋼材の長さ、形状およびグラウトの付着強度に大きく影響されることから、今後それらの影響について検討する必要がある。

3. 4. 3 P C 鋼棒のひずみ分布

グラウト処理の有無によるP C 鋼棒のひずみ分布の違いを供試体 G1 および F1 についてそれぞれ図 3-15(a), (b)に示す。図中の記号(○, □, △)は実験結果を、実線、一点鎖点および二点鎖線は解析結果を表している。グラウト処理を行った供試体 G1 では、荷重が 200kN までP C 鋼棒とグラウトの付着効果を期待できるので、P C 鋼棒のひずみ分布は曲げモーメント分布にほぼ一致している。さらに荷重が大きくなり 250kN になると、曲げ応力の大きいスパン中央から付着が切れ、除々にグラウト処理をしていない供試体 F1 と同様なひずみ分布になっている。すなわち、P C 鋼棒とコンクリートの付着がない供試体 F1 では、鋼棒位置におけるはり全長の繊維伸び量が鋼棒ひずみとして一様に载荷当初から生じている。解析においても、このようなP C 鋼棒ひずみの進展状況を精度良くとらえている。グラウト処理の場合には、P C 鋼棒とグラウトの引き抜き試験から得られた付着特性を用いれば、付着の破断状態によるP C 鋼棒のひずみ量の変化を表現でき、無処理の場合にはP C 鋼棒の均等な伸びを表現できている。以上より、付着ばねは剛体－ばねモデルに容易に取り入れることができ、P C 鋼棒とコンクリートの付着のモデル化に適用できることがわかった。

3. 4. 4 コンクリートのひずみ

図 3-16(a), (b)は、接合面より 50mm 離れた位置および 350mm 離れた位置の荷重とスパン方向のコンクリートひずみの関係について、供試体 G1 の解析結果と実験結果を示している。

図 3-16(a)より接合面より 50mm 離れた位置での解析結果は、部材接合面下縁が開くことによって、中立軸が上縁に近くなっていき、圧縮ひずみが引張ひずみに変化する実験の傾向を良くとらえているが、上縁より 50mm のひずみの複雑な変化はとらえきれていない。

表 3-6 最大耐力

供 試 体		実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果 実験結果	計算値 (kN)	計 算 値 実験結果
グラウト	G1	447	430	0.96	442	0.99
	G2	413	389	0.94	402	0.97
	G3	178	159	0.89	166	0.93
	G4	299	240	0.80	253	0.84
無処理	F1	390	429	1.09		
	F2	384	387	1.01		
	F3	174	157	0.90		
	F4	292	237	0.81		

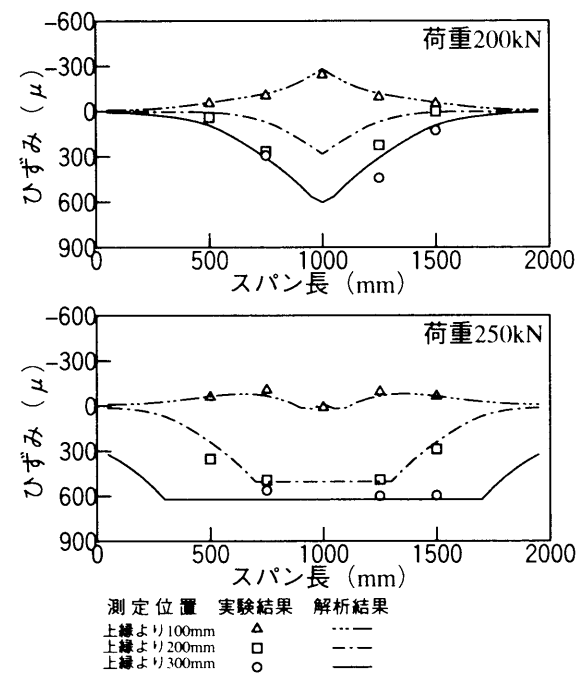


図 3-15(a) P C 鋼棒のひずみ分布（グラウト処理）

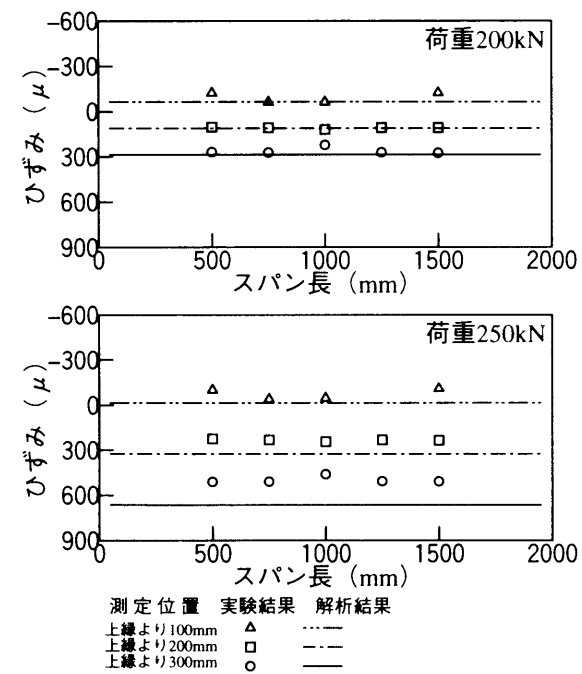


図 3-15(b) P C 鋼棒のひずみ分布（無処理）

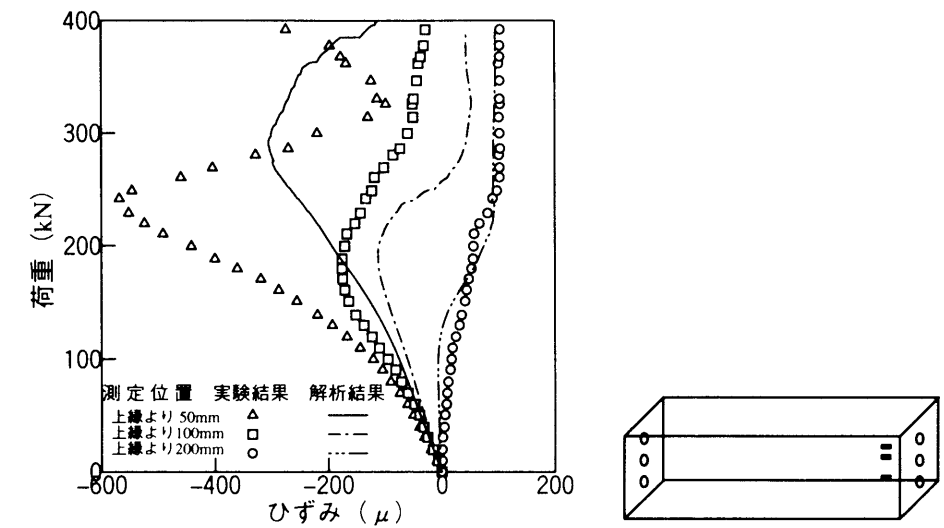


図 3-16(a) 荷重－コンクリートひずみ関係（接合面より 50mm）

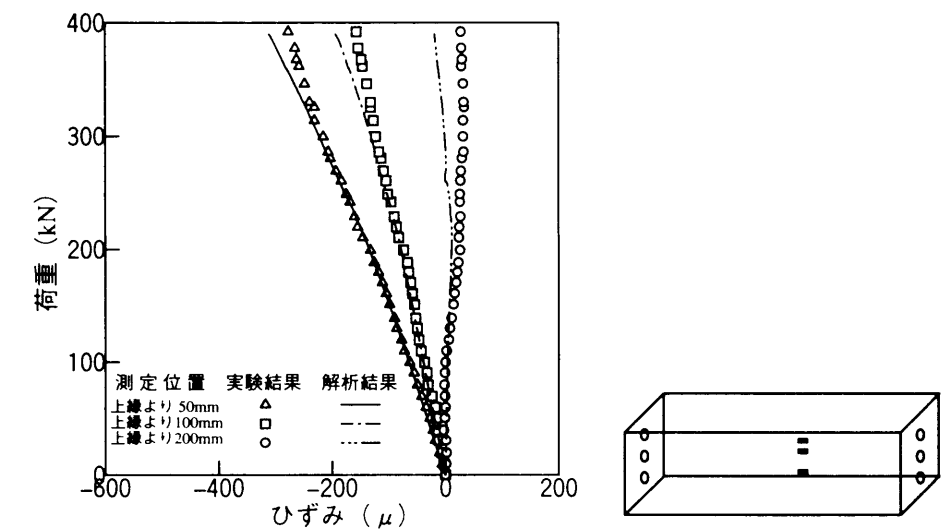


図 3-16(b) 荷重－コンクリートひずみ関係（接合面より 350mm）

このことは、3.4.1で記述したように接合面の開きが大きくなって接合面上縁側のコンクリートに部分的に圧縮力が集中する場合の解析精度の向上が必要である。また、図 3-16(b)より接合面より 350mm 離れた位置での解析結果は、実験結果と良く一致している。

### 3.5 結言

本章では、プレキャスト P C 部材接合部の曲げ挙動解析に剛体－ばねモデルを適用する



## 参考文献

- 1) 吉田博・梶谷浩・右城猛・柴田健次：落石覆工の設計の現状と合理的設計へのアプローチ，土木学会論文集，No.421/VI-13，pp.213～222，1990.
- 2) 小林和夫：モルタル目地を用いたP C 接合桁の破壊耐力と変形に関する考察，土木学会論文報告集，No.259，pp.111～121，1977.
- 3) 藤井智弘・梶川康男・前川幸次・梶谷浩：プレキャストコンクリートはり接合部の曲げ挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.257～262，1990.
- 4) 梅原秀哲・田辺忠顕・吉田弥智：鋼材の付着状態を考慮したP C ラーメンの履歴挙動に関する研究，土木学会論文集，No.396/V-9，pp.89～98，1988.
- 5) 宮本文穂・山村清・藤井学：P C 箱桁ブロック接合部のねじり挙動解析，土木学会論文集，No.414/V-12，pp.225～228，1990.
- 6) 富田充宏・前川幸次・梶川康男：プレキャストP C 部材接合部の剛体－ばねモデルによる挙動解析，土木学会論文集，No.437/I-17，pp.105～113，1991.
- 7) Maegawa,K., Tomida,M. and Fujii,T.: Bending Behavior of Assembled Precast Concrete Members Tightened by Prestressing, *Proc. of the3rd East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Vol.2, pp.1575～1580, 1991.
- 8) 池田尚治・南雲広幸：R C およびP C 構造物への有限要素法の合理的適用法に関する研究，土木学会論文集，No.414/V-12，pp.137～143，1990.
- 9) 川井忠彦・竹内則雄：離散化極限解析プログラミング，培風館，pp.19～23，1990.
- 10) 竹内則雄・川井忠彦：すべり・接触・引張破壊を考慮した離散化極限解析法について，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.12，pp.311～316，1988.
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書（昭和61年制定）設計編，1986.
- 12) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計・施工，技報堂出版，pp.115～131，1979.

ために、P C 鋼棒の材料非線形要素としてのモデル化およびP C 鋼棒とコンクリートの付着特性の導入を考慮したモデル化を行ない、その妥当性について実験結果と比較、検討した。その結果、以下のような知見を得ることができた。

（1）剛体－ばねモデルの適用により、プレキャストP C 部材の一体化した状態から、部材接合面下縁の開口にともなう非線形曲げ挙動を解析的にかなりの精度で推定できることが明らかになり、この解析法の妥当性が認められた。本解析法は、この種の構造の有効な一解析法であると考えられる。

（2）接合面にモルタル処理を施さない場合には、接合面の凹凸の影響および回転変形があるために、接合面のばね定数の算定にはコンクリートのヤング係数の 1/10 以下を用いることが望ましい。しかし、モルタル処理を施した接合面のばね定数の評価については今後実験も含めて検討する必要がある。

（3）付着試験から得られた付着特性をせん断ばね定数として取り入れる簡単な付着のモデル化によりP C 鋼棒のひずみ量を定量的に解析でき、グラウト処理の場合は付着の破断にともなうP C 鋼棒のひずみの変化を、無処理の場合にはP C 鋼棒の均等な伸びを表現することができた。また、グラウトによる付着作用は、その付着が十分であれば鉛直変位および下縁開き幅などの変形量が小さい傾向を示したが、最大耐力では付着の効果はみられなかった。

なお、本実験供試体のように、構造ならびに荷重状態が簡単な場合の最大耐力は、表 3-6 に示したように、従来から行なわれているプレストレストコンクリートの曲げ破壊モーメントの算定法（切断法）によっても可能である。しかし、構造ならびに荷重状態が複雑な場合も含めて耐力と変形を明らかにすることが今後必要になると思われ、本解析法により定量的に評価できると考えられる。

## 第4章 プレキャストPC製ラーメン隅角部の挙動に関する解析

### 4.1 緒言

プレキャスト部材の接合の種類としては、前章で取り上げたようなプレキャスト部材を一方方向に接続する方法（例えば、橋梁の桁のブロック工法など）と、互いに直角に交わるプレキャスト部材相互を接合し一体化する方法に大別できる。後者のプレキャスト部材を互いに直角に接合する場合については、接合部が隅角部となるため、その部分が弱点となるばかりでなく、接合部に関する設計上の仮定（剛結合）の妥当性が未だ解明されておらず、Ⅱ種PCの設計と同様に曲げひび割れが生じない程度のコンクリート引張強度を許して設計しているのが現状である<sup>1), 2)</sup>。

特に、短期荷重による終局耐力によって断面が決まるロックシェッドのような構造物では、その終局限界状態を評価するうえで、屋根部材と柱部材の隅角接合部の力学的挙動を明確にしておくことが重要である。また、近年この種の構造物の設計では、落石による偶発的であり不確定的な衝撃荷重に対しては、弾性理論に基づく許容応力度法より破壊に対する安全度の確保が合理的であると考え、部材のじん性（塑性変形能）を積極的考慮したエネルギー法を基本とした限界状態設計法の必要性が指摘されている<sup>3), 4)</sup>。このような設計法を確立する上でも、終局状態での耐力のみならず変形挙動を把握することは重要であると考えられ、現在までに数多くの研究がなされている<sup>5), 6), 7)</sup>。

本章では、図4-1に示すようなロックシェッドの代表的構造である逆L型PC製ロック

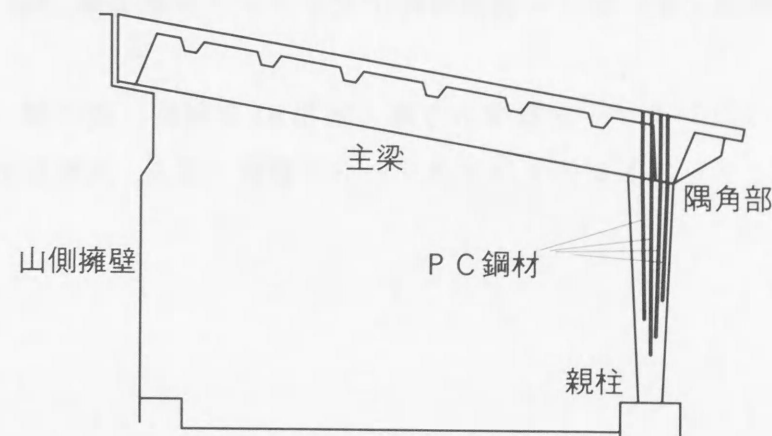


図4-1 逆L型PC製ロックシェッド

シェッドの落石覆い屋根部材と柱部材の接合部を想定したプレキャストPC製ラーメン隅角部の基礎的実験を行い、曲げ、せん断および軸力が作用する隅角部の力学的挙動を実験的に明らかにし、接合部に関する設計上の仮定である剛結合の妥当性などについて検討する。また、剛体-ばねモデルによる非線形解析を行い、隅角部の変形特性について実験結果との比較、検討を行う<sup>8), 9)</sup>。

### 4.2 実験概要

#### 4.2.1 実験供試体

実験供試体は、逆L型ロックシェッド屋根部に相当する鉄筋コンクリート部材（以後、「はり部」と称す）および親柱に相当する鉄筋コンクリート部材（以後、「柱部」と称す）を、柱部にデッドアンカー（50×50×10mmの鋼板とナット）により定着したアンボンドPC鋼棒（φ11mm）を用いて、図4-2および写真4-1に示すようにL型に緊張し一体化させた。なお、接合面には馴染みをよくするためにモルタルを10mmの厚さに打設して仮

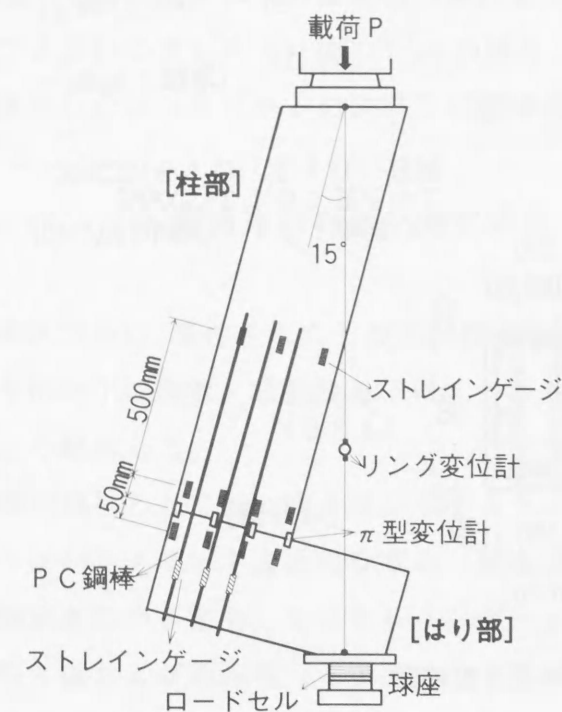


図4-2 実験供試体

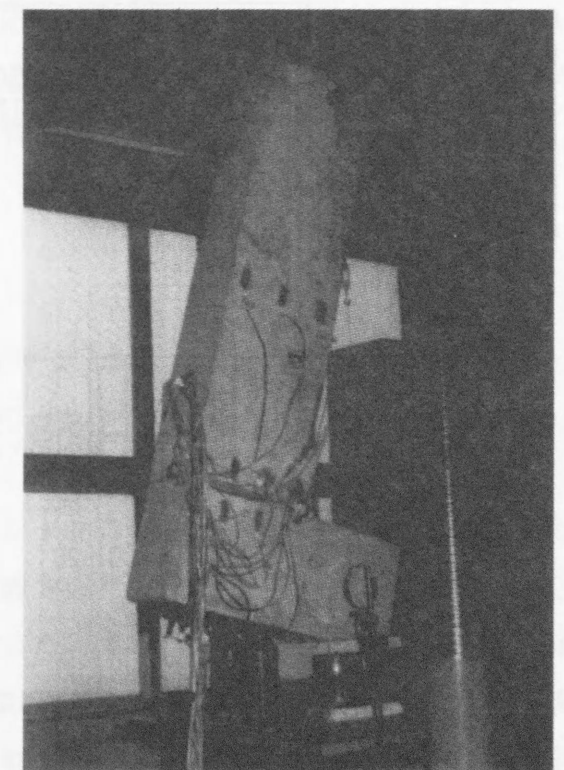


写真4-1 実験供試体

表 4-1 供試体の種類

	供試体名	P C 鋼棒長さ	プレストレス力 (kN)		
			①	②	③
A	L03P111	300mm	100	100	100
	L06P111	600mm			
	L09P111	900mm			
	L12P111	1200mm			
B	L06P333	600mm	35.2	35.2	35.2
	L06P505		52.8	0	52.8
	L06P014		0	100	40
	L06P509		50	0	90

表中の①②③は、図 4-3 の P C 鋼棒の位置①②③を表す。

表 4-2 材料の力学的特性

コンクリート	
ヤング係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	33.0
圧縮強度 $F_c$ (MPa)	60.2
引張強度 $F_t$ (MPa)	4.5
P C 鋼棒	
ヤング係数 $E_p$ (kN/mm <sup>2</sup> )	203
降伏強度 $F_{py}$ (MPa)	1480
引張強度 $F_{pu}$ (MPa)	1520

締めし、P C 鋼棒のレラクゼーションを避けるため載荷実験直前にプレストレスを導入した。そのプレストレスの導入にはセンターホール型オイルジャッキを使用した。

L 型に一体化するはり部および柱部の寸法，断面および配筋は，図 4-3 に示す通りであり，逆 L 型ロックシェッドの実設計例における曲げ，せん断および軸力の割合と軸力による直応力と曲げ応力の比が実験においてもほぼ等しくなるように決定した。

また，供試体は表 4-1 に示す 2 グループ，計 8 体とした。A グループについては，プレストレス力を P C 鋼棒一本につき 100kN と等しくし，P C 鋼棒の長さを変化させた。また，B グループについては，P C 鋼棒の長さを 600mm と一定にし，異なったプレストレス力で緊張したが，それによる接合部外縁に導入される応力は等しくさせてある。なお，B グループにおいてプレストレス力 0 kN の場合，その位置に P C 鋼棒は挿入していない。表 4-2 に使用したコンクリートおよび P C 鋼棒の力学的特性を示す。

4. 2. 2 載荷方法および測定項目

載荷方法は，製作された L 型供試体を図 4-2 に示すようにはり部を下にして 15° 傾け，はり部の下に鋼板，球座およびロードセルを介してセットし，変位制御(ストローク 0.5mm/min)により載荷した。

測定項目としては，図 4-2 に示すようにアンボンド P C 鋼棒のひずみと，図 4-4 に示すようにコンクリート表面のひずみ（接合面より柱軸方向に 50mm の位置 7 箇所および P C 鋼棒定着部の 3 箇所）をストレインゲージで測定した。また，図 4-5 に示すように接合面の開き幅および縮み幅（4 箇所）を  $\pi$  型変位計で，鉛直変位を供試体の上側載荷板と下側支持板の間にピアノ線を介して取り付けたリング型変位計を用いて測定した。なお，測定は荷重値が約 5 kN 上がるごとにラムストロークを停止させて行った。

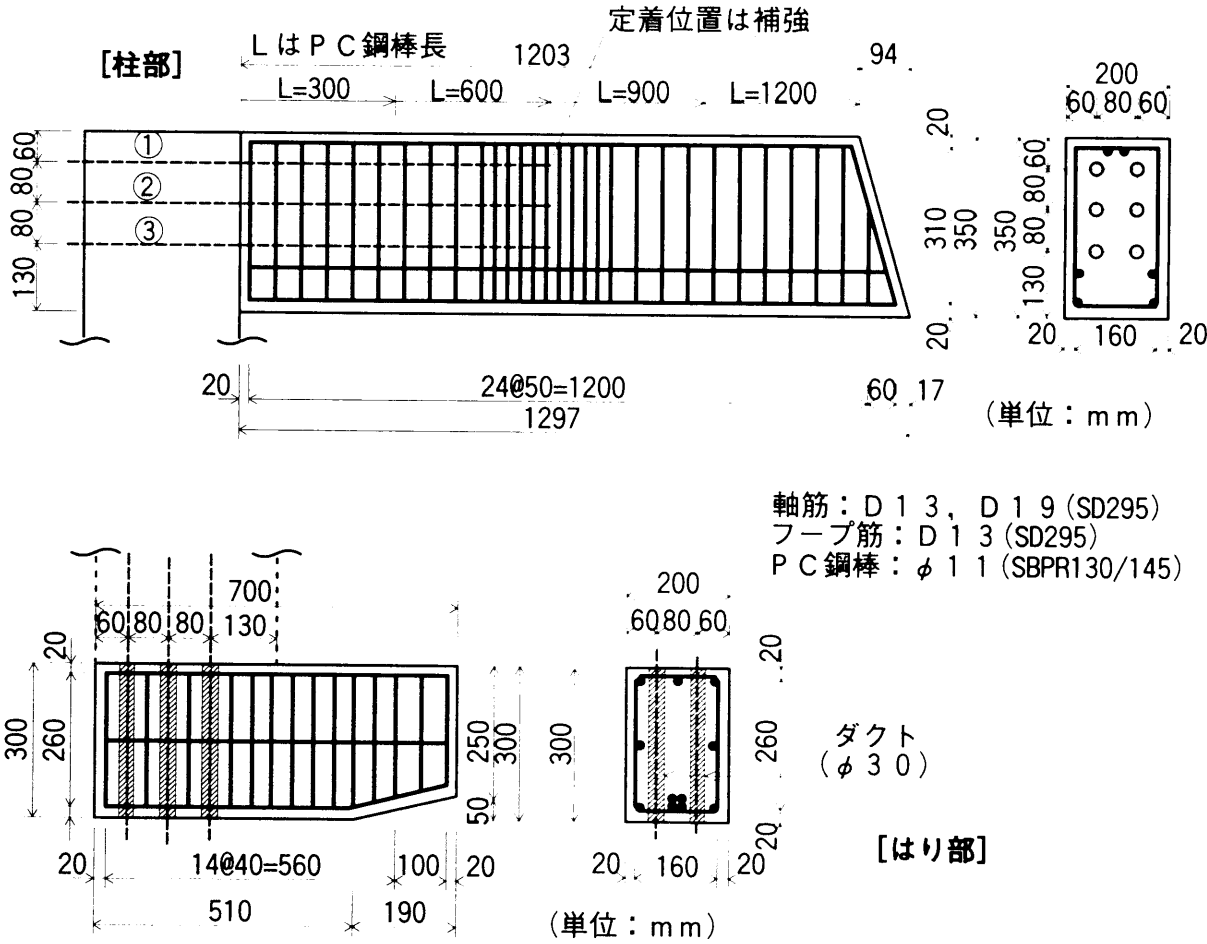


図 4-3 供試体寸法および配筋図

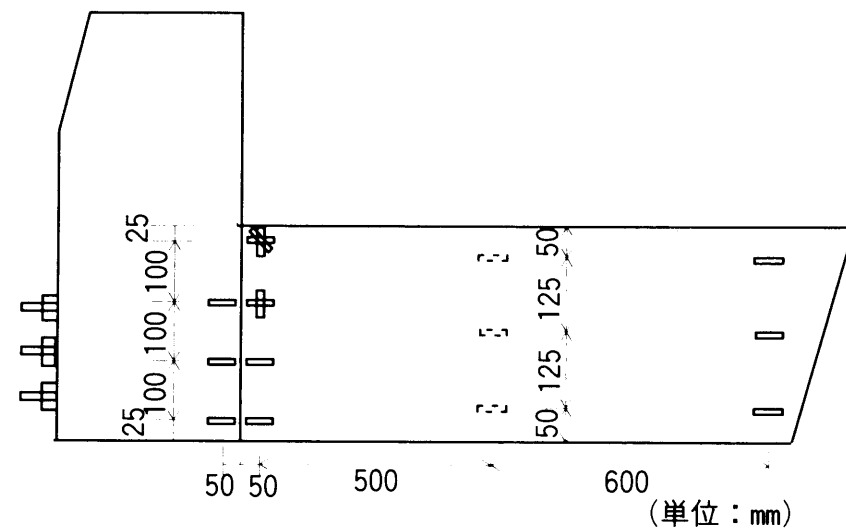


図 4-4 コンクリートひずみ測定位置

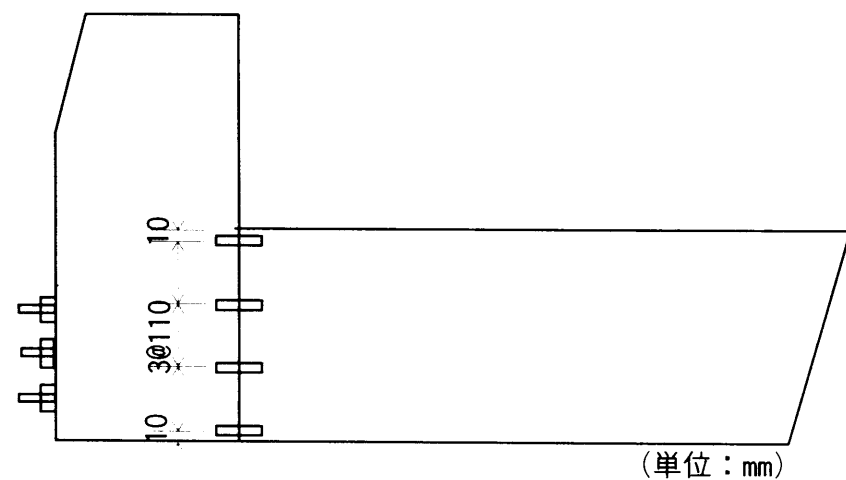


図 4-5  $\pi$ 型変位計設置位置

### 4. 3 実験結果と考察

#### 4. 3. 1 接合面の開口荷重と開き角の関係

開口荷重とは、接合面の引張外縁においてプレストレスによって導入された圧縮応力が載荷荷重による引張応力とつり合った荷重、すなわち引張外縁のコンクリートの応力度がゼロになったときの荷重である。また、設計上ではプレキャスト P C 部材を連続の P C 部材として考えており、ロックシェッドのようにⅡ種 P C 構造の場合、コンクリートの設計基準強度 60MPa に対し許容引張強度を 2.8MPa としている。そこで、引張外縁のコンクリ

表 4-3 開口荷重および許容荷重

	供試体名	開口荷重(kN)	許容荷重(kN)
A	L03P111	209.7	252.5
	L06P111		
	L09P111		
	L12P111		
B	L06P333	73.8	116.6
	L06P505		
	L06P014		
	L06P509		

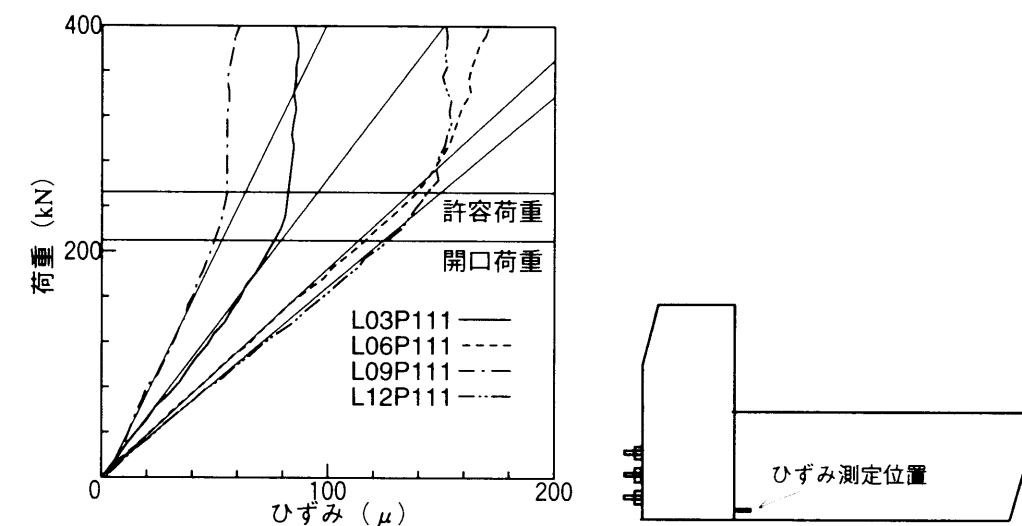


図 4-6 荷重－コンクリートひずみ関係

ートの応力度が許容引張強度になったときの荷重を許容荷重とし、表 4-3 に理論的に求めた各供試体の開口荷重および許容荷重を示す。また、図 4-6 は A グループの各供試体の接合面から 50mm 柱部側で、引張外縁から 25mm の位置の荷重とコンクリートひずみの関係を示す。なお、図に示した直線は最小二乗法により求めた初期勾配である。図 4-6 から開口荷重より小さい範囲の時、荷重－ひずみ関係はほぼ線形を示しているが、開口荷重より大きい範囲では接合部が開き始め、応力が伝達しなくなることがわかる。

図 4-7(a), (b)は、実験における接合面の位置の曲げモーメントと開き角の関係を示している。なお、開き角とは供試体接合面に取り付けた  $\pi$  型変位計の変位量の差を設置間隔で除して求めたものである。また、各図に示した直線は最小二乗法により求めた初期勾配である。表 4-4 は、開口荷重および許容荷重での実験結果の開き角と初期勾配直線より求

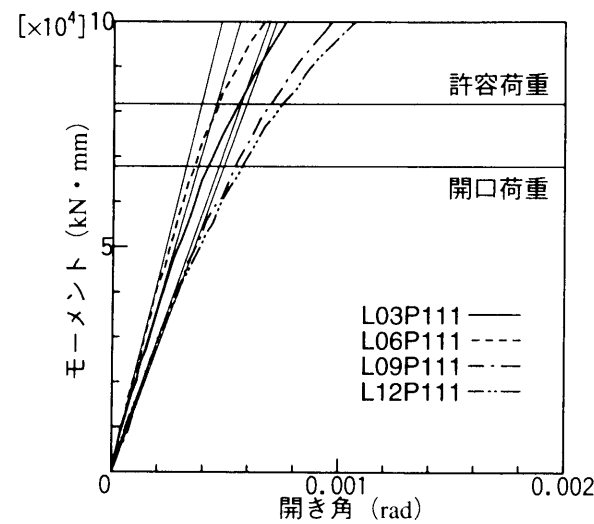


図 4-7(a) モーメントー開き角関係 (A グループ)

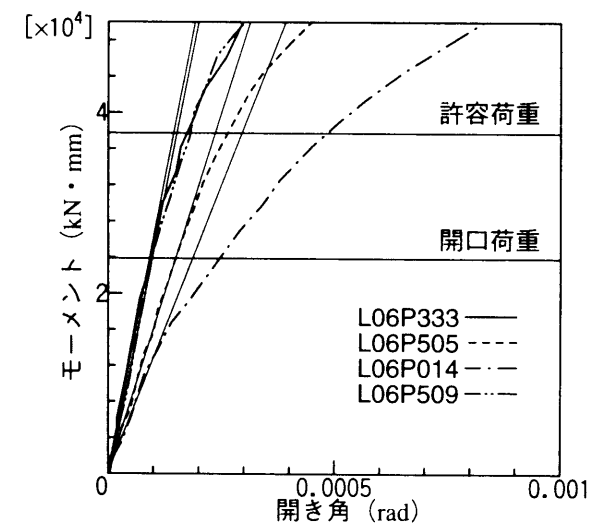


図 4-7(b) モーメントー開き角関係 (B グループ)

めた開き角の比を表したものである。図 4-7 および表 4-4 より実験結果は理論的に求めた開口荷重および設計上の許容荷重まで初期勾配の直線とほぼ同様の線形的な勾配を示すが、P C 鋼棒が柱部の全長と等しい供試体 L12P111 および引張側に P C 鋼棒を配置していない供試体 L06P014 については、開口荷重時で初期勾配直線より求めた開き角より約 20% 程度大きい値となっており多少の剛性低下が見られる。このことより、接合部は必ずしも剛結合とは考えられず P C 鋼棒の長さおよび緊張位置が影響すると思われる。しかし、開口による剛性低下の割合は小さく、実構造物においてモーメント分布が大きく異なることは

表 4-4 開き角の比較

	供試体名	開口荷重	許容荷重
A	L03P111	1.15	1.21
	L06P111	1.10	1.18
	L09P111	1.14	1.21
	L12P111	1.24	1.34
B	L06P333	1.00	1.04
	L06P505	1.02	1.11
	L06P014	1.24	1.65
	L06P509	1.00	1.13

考えにくい。

#### 4. 3. 2 破壊時までの変形特性

表 4-5 には、最大耐力の実験結果と理論値を示す。理論値とは、通常行われるプレストレストコンクリートの破壊抵抗モーメントの算定法<sup>1)</sup>により求めたものである。以下に、その算定法について説明する。まず、

コンクリートの圧縮破壊ひずみ

$$\epsilon_{cd} = 0.0035 \quad (4.1)$$

最大圧縮強度

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_{mc}} = \frac{60}{1.0} = 60 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

とする。ここに、 $\sigma_{ck}$  は設計基準強度および  $\gamma_{mc}$  は安全係数である。

次に、柱断面の中立軸から圧縮縁端までの距離を  $X$  とし、圧縮力が作用する矩形断面の高さ  $Y$  を、 $0.8X$  に仮定し、

断面積

$$A_{cy} = b \times Y = 0.8bX \quad (4.3)$$

圧縮合力

$$C = 0.85\sigma_{cd} \times A_{cy} \quad (4.4)$$

表 4-5 最大耐力の比較

	供試体名	最 大 耐 力 (kN)		
		理 論 値		実験結果
		$\xi=1.0$	$\xi=0.7$	
A	L03P111	517.4	328.9	539
	L06P111			554
	L09P111			567
	L12P111			523
B	L06P333	402.9	248.2	402
	L06P505	474.8	303.9	486
	L06P014	413.2	252.6	467
	L06P509	313.2	190.9	319

プレストレス合力

$$T = \sum A_{pi} \times \sigma_{pi}$$
 (4.5)

モーメント

$$M_{ul} = \left[ \sum A_{pi} \times \sigma_{pi} \times \left( d_{pi} - \frac{Y}{2} \right) + N \times \left( \frac{h}{2} - \frac{Y}{2} \right) \right] \times \xi$$
 (4.6)

を求める。ここに、 $b$  は断面幅、 $A_{pi}$  は P C 鋼棒の断面積、 $d_{pi}$  は P C 鋼棒から圧縮縁端までの距離、 $\xi$  はアンボンド鋼材に対する低減係数および  $\sigma_{pi}$  は P C 鋼棒の応力である。P C 鋼棒の応力  $\sigma_{pi}$  は、

P C 鋼棒ひずみ

$$\epsilon_{pi} = \epsilon_{pe} + \epsilon_{cd} \times \left( \frac{d_{pi}}{X} - 1 \right)$$
 (4.7)

として P C 鋼棒ひずみを求め、P C 鋼棒の応力－ひずみ関係を以下のように 3 直線で近似して求める。ここに、 $\epsilon_{pe}$  はプレストレス導入時の P C 鋼棒のひずみである。

①  $0 < \epsilon_{pi} < 0.00638$        $\sigma_{pi} = E_p \times \epsilon_{pi}$  (4.8)

②  $0.00638 < \epsilon_{pi} < 0.015$        $\sigma_{pi} = 0.84F_{pu} + \frac{(0.93 - 0.84) \times F_{pu} \times (\epsilon_{pi} - 0.00638)}{(0.015 - 0.00638)}$  (4.9)

③  $0.015 < \epsilon_{pi}$        $\sigma_{pi} = 0.93F_{pu}$  (4.10)

ここに、 $E_p$  は P C 鋼棒のヤング係数および  $F_{pu}$  は P C 鋼棒の引張強度である。

さらに、内力によるモーメント  $M_{ul}$  と外力によるモーメント  $M_{ud}$  が等しくなる荷重  $P$  を求め、軸力  $N$  が  $N_d$  になるまで試行して、最大耐力を算定する。ここに、

$$M_{ud} = -P \sin \theta \times L \quad \text{kN} \cdot \text{mm}$$
 (4.11)

$$N = C - T \quad \text{kN}$$
 (4.12)

$$N_d = P \cos \theta \quad \text{kN}$$
 (4.13)

であり、 $\theta$  は供試体の傾斜角度 (15°) および  $L$  は荷重載荷点と接合部までの距離である。

表 4-5 より、アンボンド鋼材に対する低減係数  $\xi$  が 1.0 の場合、理論値は実験結果とはほぼ一致した最大耐力を得られたが、アンボンド鋼材の場合は、通常の設計では低減係数  $\xi$  を 0.7 を使用しており、低減係数  $\xi$  が 0.7 の場合理論値は実験結果よりかなり低い結果となっている。

図 4-8(a)，(b) は、実験における接合面の位置の曲げモーメントと開き角の破壊時までの関係を示している。図より、接合面の開口後は急激に開き角が増大していることがわかる。P C 鋼棒の長さの違う A グループの場合、P C 鋼棒の長さの影響はさほどないが、鋼棒が長い程より大きい変形が生じている。この変形量の大きさが圧縮側のコンクリートの

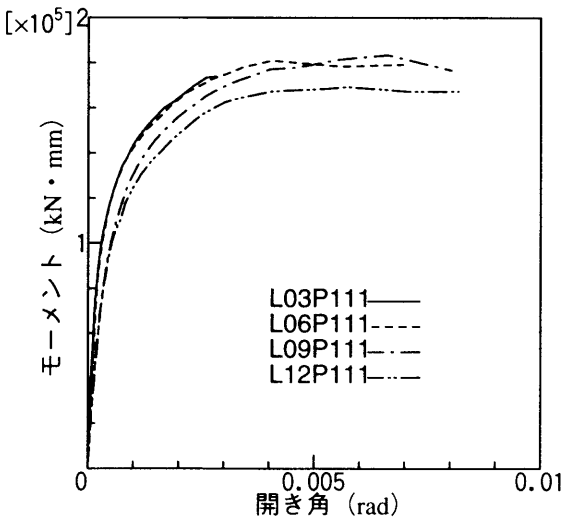


図 4-8(a) モーメント－開き角関係 (A グループ)



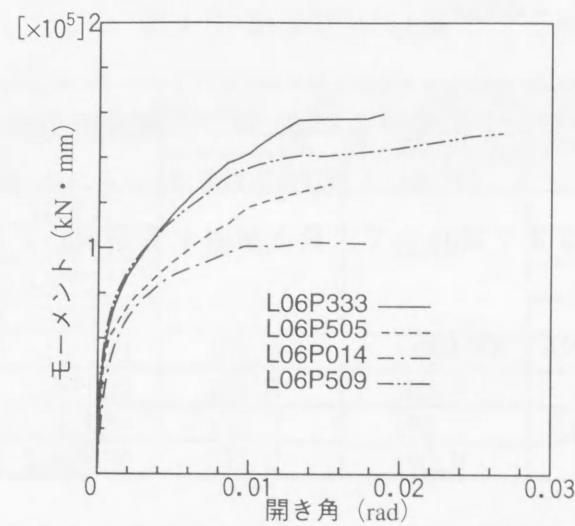


図 4-8(b) モーメントー開き角関係 (B グループ)



写真 4-2 破壊形式

圧壊を早め、その結果破壊耐力が低下していると思われる。また、プレストレス力の違う B グループの場合、全く異なった変形特性を示しており、隅角部の変形ならびに破壊耐力に大きく影響していることがわかる。

破壊形式は、供試体 L03P111 を除くすべての供試体で、写真 4-2 に示すような隅角部内側のコンクリートの圧壊であった。供試体 L03P111 については、P C 鋼棒定着部付近の曲げによるひび割れが発生して破壊に至った。

#### 4. 4 解析結果と実験結果の比較と考察

##### 4. 4. 1 解析モデル

本解析の要素分割を図 4-9 に示す。鉄筋については平面要素として扱い、鉄筋の配筋位置とはほぼ同様の位置になるように図 4-9 の網掛けで示したコンクリート要素と完全付着させた。また、スターラップも平面要素とし、コンクリートの全要素間に平均化して、その剛性を付加した。

また、アンボンド P C 鋼棒は 3. 3. 1 に記述したように材料非線形を有する平面要素として直接取扱い、P C 鋼棒要素とコンクリート要素を図 4-10 に示すように P C 鋼棒要素に隣接するコンクリート要素に結合させた。なお、P C 鋼棒がアンボンドのため、せん断方向に対する抵抗はないと考え、せん断ばね  $K_s$  は  $0 \text{ N/mm}^3$  とし、垂直ばね  $K_n$  のみで結合した。

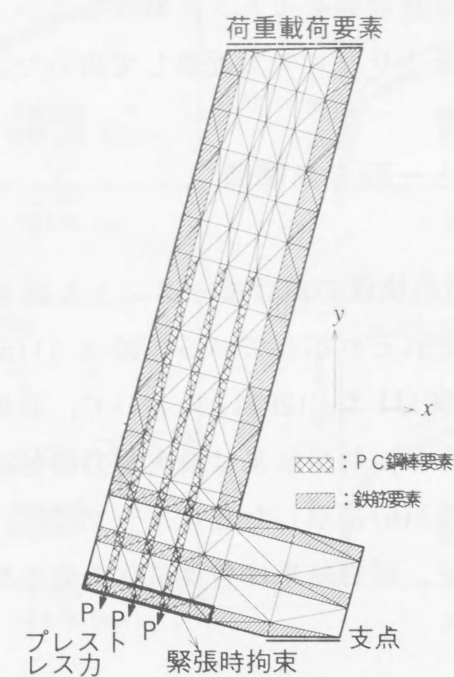


図 4-9 要素分割図

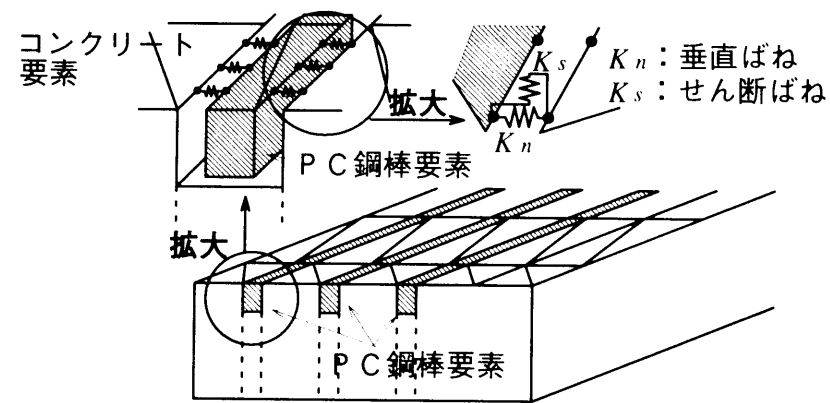


図 4-10 P C 鋼棒のモデル化

解析手順は、プレストレス力による緊張時の解析と荷重載荷時の解析を連続的に計算しているが、緊張時の解析では図 4-9 に示した部材端のコンクリート要素の自由度 ( $u$ ,  $v$ ,  $\theta$ ) を拘束し、プレストレス力を集中荷重として部材端の P C 鋼棒要素に与えて、P C 鋼棒およびコンクリートの応力を求めた。そして、荷重載荷の解析では 2. 4. 1 で述べた荷重増分法<sup>10)</sup>を用い、材料非線形の解析を行った。

接合面については引張に対しては剛性を持たず、圧縮に対してのみ剛性を持つばねとして扱い、圧縮側のばねの剛性は接合面をモルタル処理していることから、モルタルの一軸圧縮試験の応力-ひずみ関係をトリリニアで近似して用いた。

#### 4. 4. 2 曲げモーメント-開き角関係

図 4-11(a), (b) は、接合面の位置の曲げモーメントと開き角の関係について、各グループの解析結果と実験結果をそれぞれ示している。図 4-11(a) に示した A グループでは、P C 鋼棒が長くなる供試体 L09P111 や L12P111 において、解析結果の初期勾配が実験結果より強い傾向が見られる。しかし、解析結果は最大耐力時付近の急激な開き角の変化を精度良く近似できている。図 4-11(b) に示した B グループでは、各供試体により変形特性および最大耐力が大きく異なるが、解析結果は各供試体の変形特性や最大耐力の違いを良く捉えている。

#### 4. 4. 3 荷重-P C 鋼棒ひずみ関係

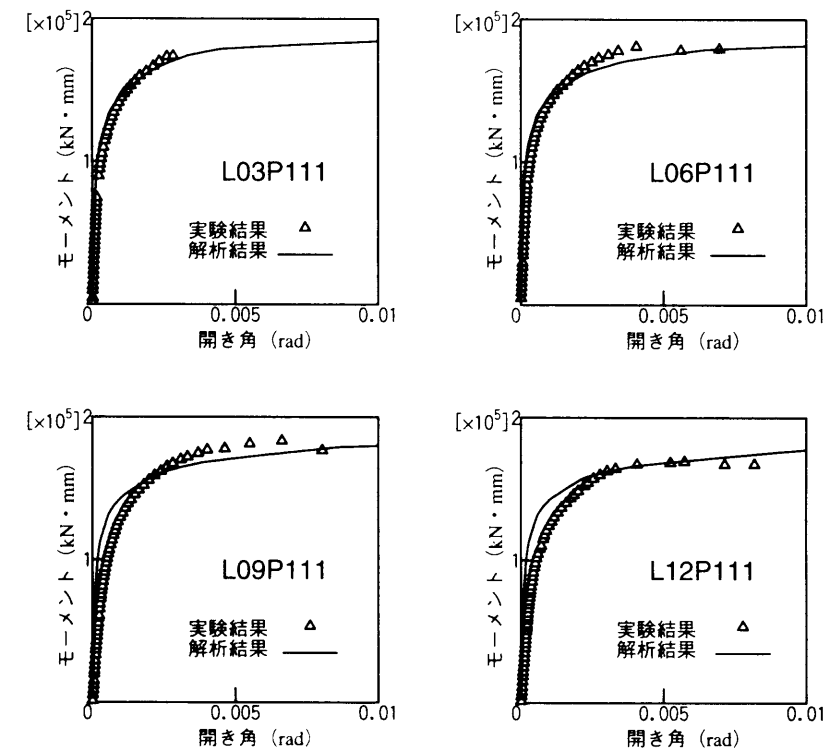


図 4-11(a) モーメント-開き角関係 (A グループ)

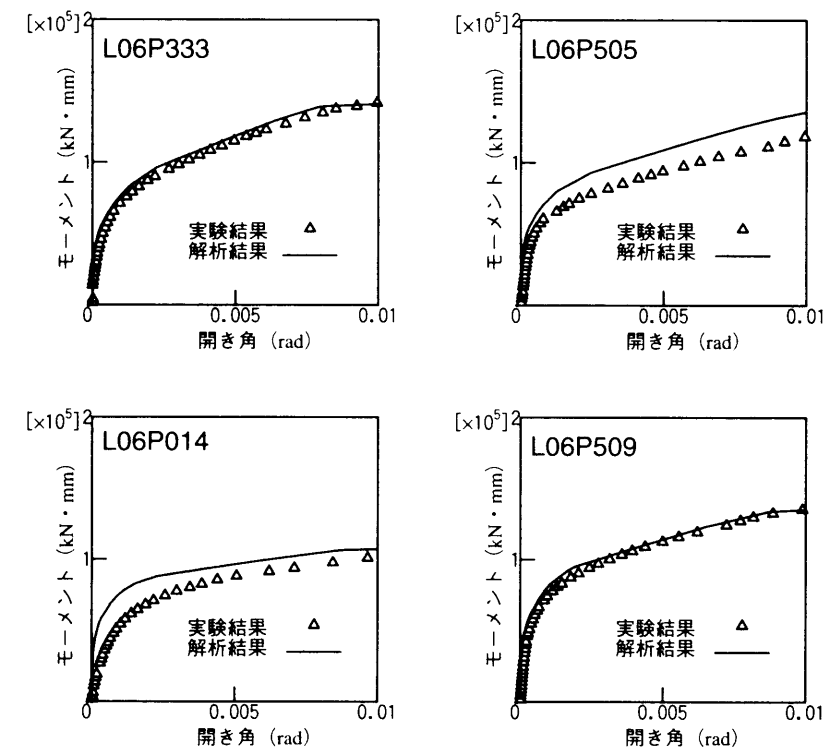


図 4-11(b) モーメント開き角関係 (B グループ)



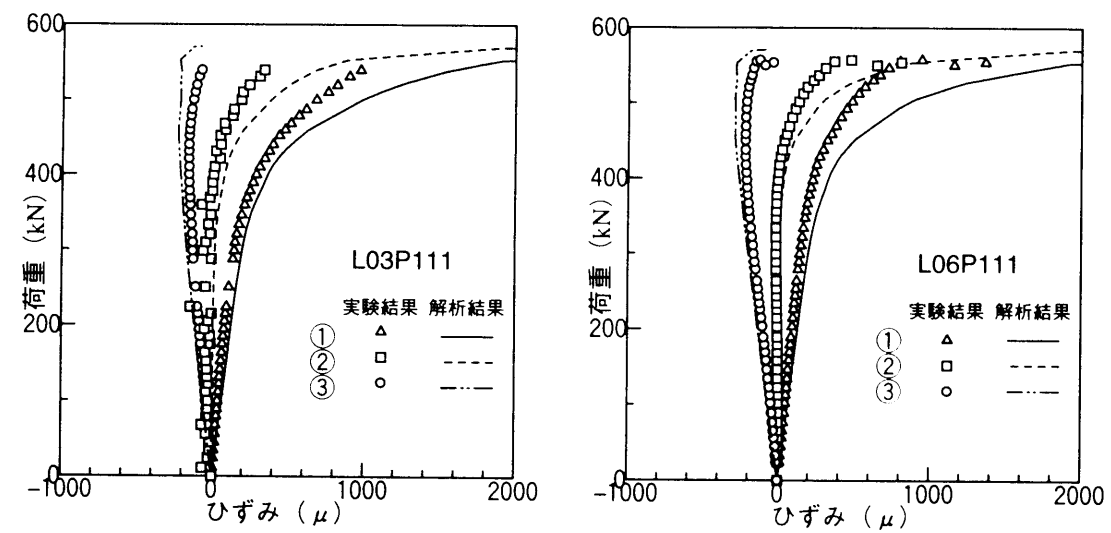


図 4-12(a) 荷重—P C 鋼棒ひずみ関係 (A グループ)

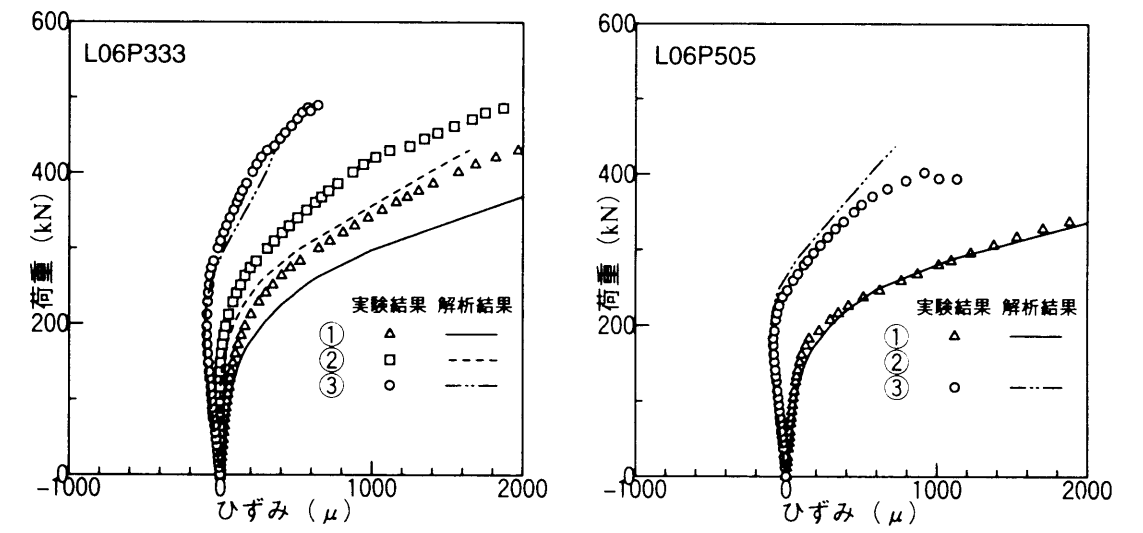
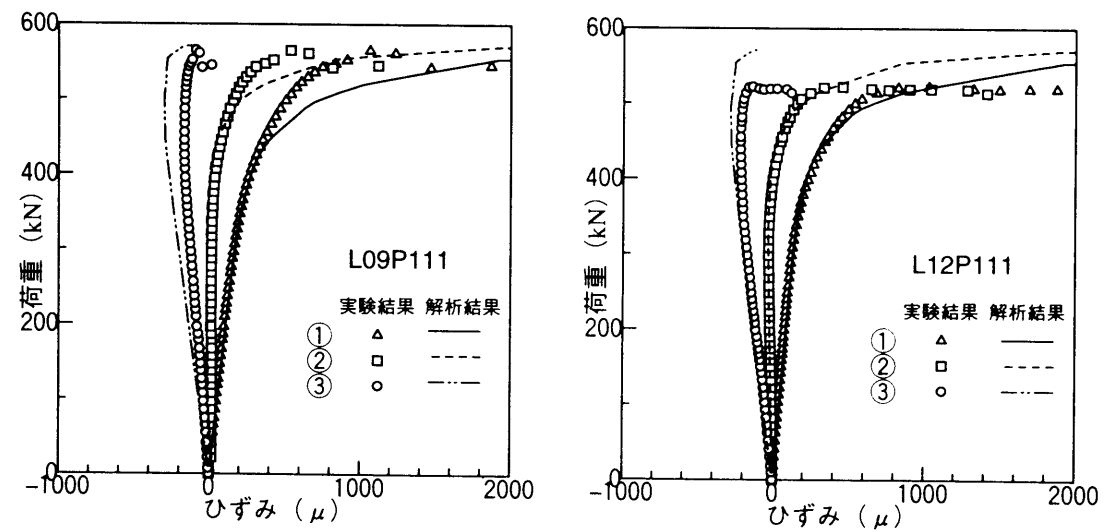


図 4-12(b) 荷重—P C 鋼棒ひずみ関係 (B グループ)

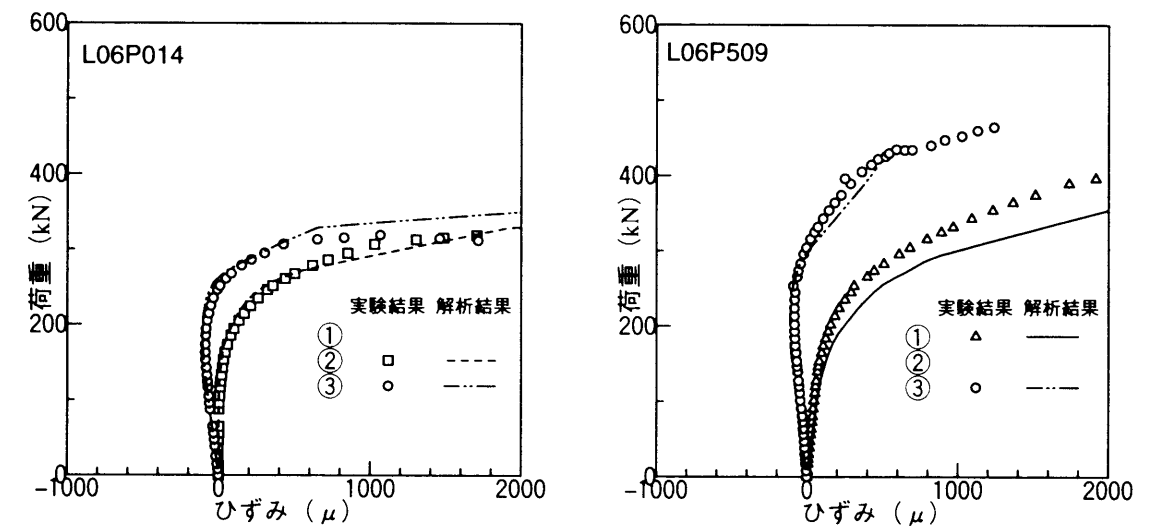


図 4-12(a), (b)は、荷重と P C 鋼棒ひずみの関係について、各グループの解析結果と実験結果をそれぞれ示している。図中の①、②および③は、図 4-3 に示した P C 鋼棒の位置を表している。図 4-12(a)に示した A グループでは、P C 鋼棒の位置の違いによるひずみの変化を精度よく捉えている。また、図 4-12(b)に示した B グループでは、各供試体で非常に異なったひずみの変化をしているが、解析結果はその違いを的確に近似できている。しかし、A グループの供試体 L03P111 および L06P111 や B グループの供試体 L06P333 については、P C 鋼棒の位置①および②のひずみの伸びが実験結果より急激に増加しており、最大耐力付近ではかなりの相違が見られている。このことは、P C 鋼棒を平面要素として取り扱ったことが原因していると考えられ、今後解析精度の向上のためには P C 鋼棒を梁要素<sup>11), 12)</sup>として変更することが必要であると思われる。

#### 4. 5 結言

本章では、逆 L 型 P C 製ロックシェットの落石覆い屋根部材と柱部材の接合部を想定したプレキャスト P C 製ラーメン隅角部の基礎的実験を行い、曲げ、せん断および軸力が作用する隅角部の力学的挙動を実験的に明らかにし、接合部に関する設計上の仮定である剛結合の妥当性などについて検討した。実験より得られた結果を要約すると以下の通りである。

(1) 本実験において、引張側に P C 鋼棒を配置しない特殊な場合については、接合部の剛性低下が見られたがその割合は小さく、設計における荷重の範囲では、接合部を剛結合と仮定しても差し支えないと考えられる。

(2) 本実験において、P C 鋼棒の長さおよび緊張位置が破壊時までの隅角部の挙動に与える影響を比較したが、P C 鋼棒の長さの影響は少なく、緊張位置に大きく影響されることが明かになった。

(3) プレストレストコンクリートの破壊抵抗モーメントの算定法により求めた最大耐力は、アンボンドに対する低減係数 $\xi$ が 1.0 の場合、実験結果と一致した。

また、剛体-ばねモデルによる非線形解析を行い、隅角部の変形特性について実験結果との比較、検討を行った。その結果を要約すると以下の通りである。

(4) 剛体-ばねモデルの適用により、プレキャスト P C 部材の隅角部の挙動を解析的にかんがりの精度で推定できることが明かになった。

(5) アンボンド P C 鋼棒のひずみの変化についてもかなりの精度で推定可能であるが、今後精度向上のためには、P C 鋼棒の要素の取り扱いを梁要素とする必要がある。

#### 参考文献

- 1) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計・施工，技報堂出版，pp.27～29，1979.
- 2) 土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書（昭和 53 年制定），1978.
- 3) 吉田博・梶谷浩・右城猛・柴田健次：落石覆工の設計の現状と合理的設計へのアプローチ，土木学会論文集，No.421/VI-13，pp.213～222，1990.
- 4) 園田恵一郎：落石覆工の設計法についての一提案，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1563～1572，1993.
- 5) 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法，pp.221～227，1993.
- 6) 大塚久哲・横山功一・東久保正徳・長尾彰洋：P C 製逆 L 型ロックシェットヒンジ部の静的及び衝撃試験，第 2 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.254～263，1992.
- 7) 園田佳巨・石川信隆・園田恵一郎・太田俊昭：P C 落石覆工の耐荷力評価と安全性照査法に関する研究，土木学会論文集，No.495/I-28，pp.83～92，1994.
- 8) 富田充宏・前川幸次：プレキャスト P C 製ラーメン隅角部の挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.683～688，1993.
- 9) Tomida,M., Maegawa,K. and Kajikawa,Y.: Study on Behavior of Jointed Corner of Precast Prestressed Concrete Rigid Frame, *Proc. of the 5th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Vol.1, pp.725～730, 1995.
- 10) 上田真稔・竹内則雄・樋口晴紀・鬼頭宏明・川井忠彦：引張・圧縮破壊を考慮した R C 構造物の離散化極限解析，構造工学論文集，Vol.36A，pp.315～323，1990.
- 11) 竹内則雄・川井忠彦：新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析（その 4），生産研究，32 卷 10 号，pp.8～11，1980.
- 12) 富田充宏・前川幸次：梁要素を用いた R B S M による鉄筋コンクリートばりの解析，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，pp.756～757，1996.

第5章 鉄筋腐食により劣化したR C部材の曲げ挙動に関する解析

5.1 緒言

近年、海砂および塩化物を含む混和剤の使用や飛来塩分の浸透等を原因とした鉄筋腐食によって損傷を受けた鉄筋コンクリート（R C）構造物の早期劣化が問題となっている。そのため、鉄筋の腐食によるひび割れ発生機構や鉄筋腐食を受けたR C部材の耐力に関する研究<sup>1)～5)</sup>が、現在まで数多く発表されている。これらの研究では、鉄筋の腐食膨張圧、鉄筋軸方向に沿った縦ひび割れおよびそれに伴うコンクリートと鉄筋の付着破壊の程度が、R C部材の耐力低下や破壊形状に大きな影響を与えると指摘している。しかしながら、鉄筋腐食によるR C部材の変形挙動に関する既往の研究では、実験的な手法がほとんどであり、解析的な手法を試みた例<sup>6)</sup>は数少なく、劣化状況の異なるR C部材の耐力の推定や補修方法等を検討する上で、解析的な手法の確立が求められている。

本章では、このような観点から鉄筋腐食によって損傷を受けたR C部材の耐力低下、破壊形状および変形挙動を解析的に明らかにするため、剛体－ばねモデルによる材料非線形解析を行い、本解析法の有効性について実験結果と比較、検討したものである<sup>7), 8)</sup>。

本解析法は、解析対象を剛体要素の集合体とそれらを連結する二種類の分布ばねによりモデル化し、要素境界辺上でエネルギーを評価しているため、コンクリートのひび割れやせん断すべり等の不連続現象を比較的簡単に扱うことができる。そのため、劣化要因である鉄筋軸方向に発生する縦ひび割れやコンクリートと鉄筋の付着破壊などを解析に反映するには、有限要素法では通常リング要素<sup>9)</sup>やジョイント要素<sup>10)</sup>等の特殊な要素を導入しなければならないが、本解析法ではそのような処理を行う必要はなく、上記の劣化要因をコンクリートと鉄筋の付着の履歴特性や鉄筋位置のコンクリート厚などで考慮することが可能である。

既往の研究において、鉄筋腐食によって劣化したR C部材の繰り返し荷重下の変形挙動はほとんど解明されていないのが現状であり、本章の解析では鉄筋腐食によって劣化したR C床版等に輪荷重が作用した場合、すなわち繰り返し荷重下の劣化したR C部材を対象にしている。

5.2 電食R Cばりの載荷実験概要

本研究で実施した載荷実験は、特に鉄筋が全体的に腐食したR C部材を想定しており、外部電流の印加により電食させた単鉄筋ばりについて、単調載荷および片振り繰り返し載荷実験を実施した。また、劣化による変形挙動や破壊形状の相違を比較するために、電食していないR Cばりについても同様の載荷実験を実施した。なお、構造的に最も単純な単鉄筋ばりを使用した理由は、腐食による劣化後の変形挙動および耐力の低下をより顕著に示すことができ、腐食と非腐食での挙動の相違を明確にするためである。

表 5-1 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
				水	セメ ント	細骨 材	粗骨 材	混和 材
25	8	57.0	40.9	150	264	769	1124	0.66

表 5-2 材料試験結果

コンクリート	
圧縮強度 $F_c$	(MPa) 35.6
引張強度 $F_t$	(MPa) 3.2
ヤング係数 $E_c$	(kN/mm <sup>2</sup> ) 26.5
ポアソン比 $\nu_c$	0.18
鉄筋	
降伏強度 $F_y$	(MPa) 337.1
引張強度 $F_u$	(MPa) 541.9
ヤング係数 $E_s$	(kN/mm <sup>2</sup> ) 205.8

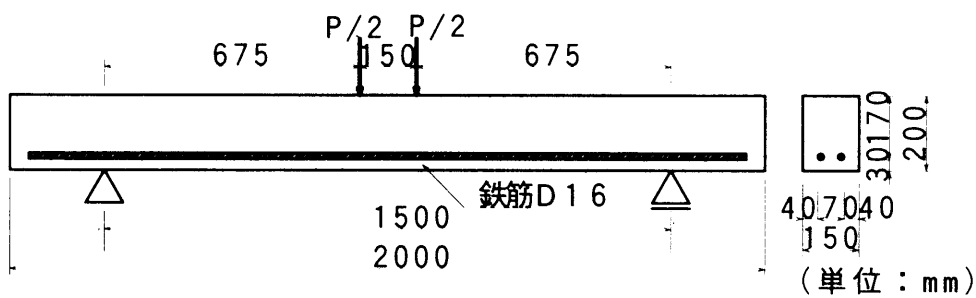


図 5-1 実験供試体

## 5. 2. 1 実験供試体

載荷実験に用いたRCばりの供試体の形状は、図5-1に示すように、断面150mm×200mm、長さ2000mmのスターラップを有しない単鉄筋ばりで、スパン長1500mm、載荷間隔150mmとし、曲げ破壊を呈するようにせん断スパン比4.2に設定した。主鉄筋には横フシ型異形棒鋼D16(SD295)を2本用い、鉄筋比は1.3%とした。鉄筋のかぶりは、底面から30mm、側面から40mmである。なお、コンクリートの配合とコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果をそれぞれ表5-1および表5-2に示す。

## 5. 2. 2 電食実験と劣化状況

### (1) 電食実験

鉄筋の腐食促進法としては、既往の研究<sup>1), 2)</sup>を参考にして定電流電源による電食法を

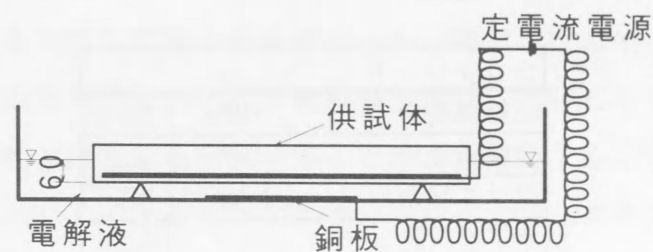


図5-2 電食実験



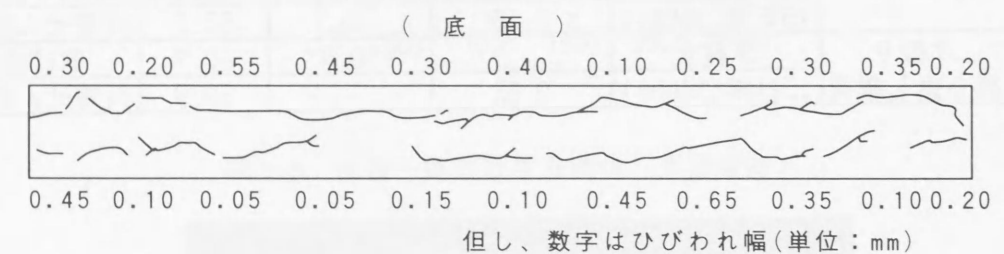
写真5-1 電食実験

用いることにした。この方法は、図5-2および写真5-1に示すように鉄筋を強制アノード溶解させる方法であり、必ずしも自然腐食と同一の腐食状況に対応するとは限らない。しかし、今回の研究では全体的に著しく鉄筋が腐食した単鉄筋ばりの腐食状況を想定しており、そのモデル化としては電食法でも十分適用が可能であると考えている。

この方法による腐食の程度は、積算電流量すなわち通電日数を変化させることにより調整できる。そこで、今回の実験では通電していない供試体（以下、「非腐食ばり」と称す）と電流密度を0.5mA/cm<sup>2</sup>とし、通電日数15日間（積算電流量180mA・hr/cm<sup>2</sup>）で鉄筋を電食させた供試体（以下、「腐食ばり」と称す）を作成した。なお、15日間通電の鉄筋の断面欠損率は、10%クエン酸アンモニウム溶液を用いた錆の除去前後の重量変化から測定した結果、約5%であった。

### (2) 劣化状況

腐食ばりの劣化状況として鉄筋の腐食膨張圧によって発生した供試体底面の鉄筋軸方向のひび割れ状況と供試体断面のひび割れ進展状況の一例を図5-3に示す。なお、図中の数字はブリネル計測顕微鏡で測定したひび割れ幅の値であり、最大ひび割れ幅は0.65mmであった。既往の研究<sup>11)</sup>において、積算電流量50~70mA・hr/cm<sup>2</sup>で鉄筋間にひび割れが発生し、積算電流量100~120mA・hr/cm<sup>2</sup>で底面に縦ひび割れが発生することを報告しており、



### (断面)

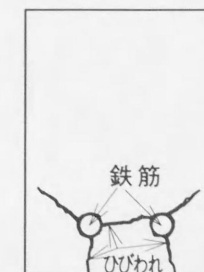


図5-3 底面および断面の縦ひび割れ

通電日数 15 日間（積算電流量  $180\text{mA}\cdot\text{hr}/\text{cm}^2$ ）では、底面ばかりでなくはり側面の表面近くまで進展しており、側面の一部に錆汁の滲出が観察された。

5. 2. 3  載荷実験

載荷実験は、サーボ型試験機により変位制御にて 2 点集中載荷した。載荷形式は単調載荷と片振り繰り返し載荷の 2 種類とし、繰り返し載荷での除荷は、供試体中央での変位が  $0.75\text{mm}$ ,  $1.5\text{mm}\sim7.5\text{mm}$  の間は  $1\text{mm}$  間隔および  $10.0\text{mm}$  に達した時の計 9 回とした。測定項目としては、供試体中央と支点との相対鉛直変位、供試体中央での鉄筋のひずみおよび供試体上縁および下縁のコンクリートひずみとした。

5. 2. 4  実験結果と考察

(1) ひび割れ形状と最大耐力

載荷実験結果として、破壊時のひび割れ形状および鉄筋の付着破壊状況を図 5-4 および

表 5-3  供試体耐力

供試体 番号	載荷形式	通電時間 ( $0.5\text{mA}/\text{cm}^2$ )	縦ひびわれの 最大幅(mm)	鉄筋降伏時 の荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	破壊形式
S-0	単調載荷	非腐食		52.0	62.8	曲げ破壊
S-15		15日間(360hr)	0.75	-	55.3	付着せん断破壊
R-0	片振り	非腐食		50.8	62.7	曲げ破壊
R-15	繰り返し載荷	15日間(360hr)	0.65	-	50.3	付着せん断破壊

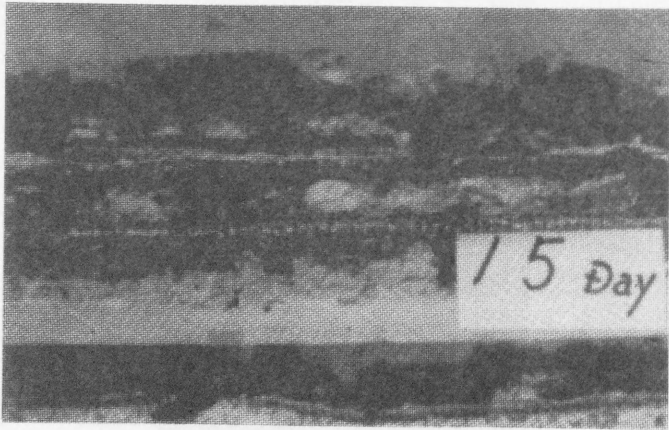


写真 5-2  鉄筋の付着破壊状況

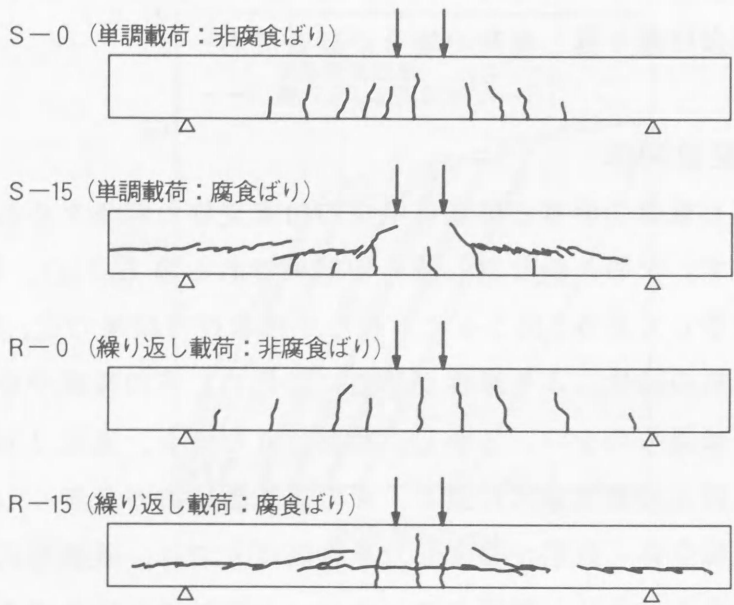


図 5-4  ひび割れ形状

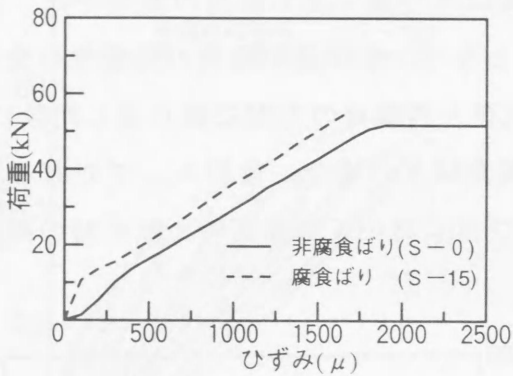


図 5-5  荷重－鉄筋ひずみ関係（単調載荷）

写真 5-2 に、また耐力を表 5-3 に示す。図 5-4 に示すひび割れ形状からわかるように、載荷形式に関係なく、非腐食ばりと腐食ばりとでは破壊形式が大きく異なる。非腐食ばりは曲げ破壊であるのに対し、腐食ばりは付着せん断破壊（付着割裂破壊）であった。

また、図 5-5 に示す単調載荷の荷重と供試体中央の鉄筋ひずみ関係からわかるように、腐食ばりの鉄筋は降伏しておらず、繰り返し載荷の場合も同様に鉄筋の降伏は見られなかった。なお、腐食ばりの場合縦ひび割れの影響により、載荷初期段階でのひずみの増加が少なく、非腐食ばりのひずみ量と比較して大きな差が生じている。耐力については、腐食

ばりは非腐食ばりと比較して単調載荷では 12%，繰り返し載荷では 20%とそれぞれ低下しており，低下の割合は繰り返し載荷の場合が顕著であった。

## (2) 荷重—鉛直変位関係

単調載荷と繰り返し載荷の荷重と供試体中央の鉛直変位の関係をそれぞれ図 5-6 および図 5-7(a)，(b)に示す。なお，繰り返し載荷の結果である図 5-7(a)，(b)には単調載荷の結果を比較のために示してある。図 5-6 に示した単調載荷の結果では，非腐食ばりの場合，変位 3.0mm 付近で鉄筋の降伏により剛性が急激に変化し，その後緩やかに変位が伸びており耐力の急激な低下は見られない。しかし，腐食ばりの場合，変位 2.0mm 付近で剛性が低下し始め変位 7.0mm 付近で最大耐力に達し，その後急激に耐力を無くしている。本研究で対象としている鉄筋軸全体に鉄筋が腐食した単鉄筋ばりでは，破壊形式が付着せん断破壊であることからわかるように，鉄筋とコンクリートの付着が期待できず，そのため変形能が著しく低下したと考えられる。なお，変形能の低下は鉄筋の定着部の形状や定着部の腐食状況によって異なることが考えられる。

図 5-7(a)に示した非腐食ばりの繰り返し載荷の結果では，4 ループ目に鉄筋が降伏し除荷時の残留変位が 1.0mm となり，その後の除荷—再載荷の変形は鉄筋の変形に支配された形で残留変位が増加し，除荷—再載荷の勾配は繰り返し回数に関係なくほぼ一定である。一方，図 5-7(b)に示した腐食ばりの場合，最終ループである 9 ループ目の再載荷時の途中で破壊に至った。3 ループ目において再載荷時と除荷時の剛性が若干低下し始め，4 ル

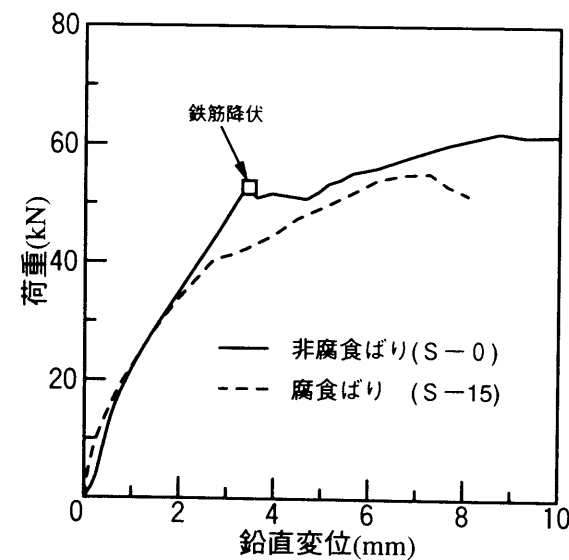


図 5-6 荷重—鉛直変位関係（単調載荷）

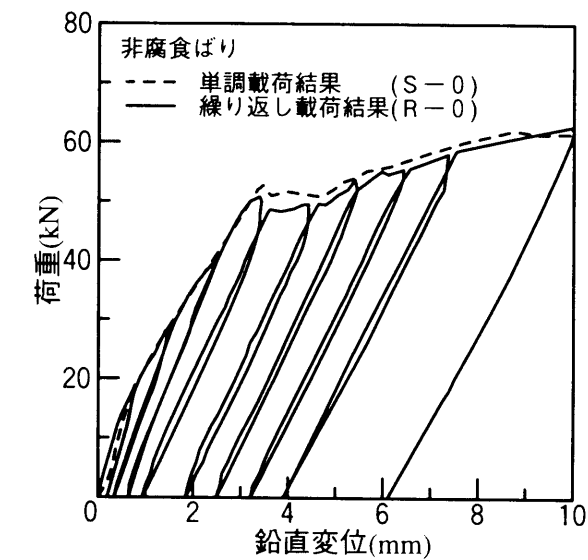


図 5-7(a) 荷重—鉛直変位関係（繰り返し載荷：非腐食ばり）

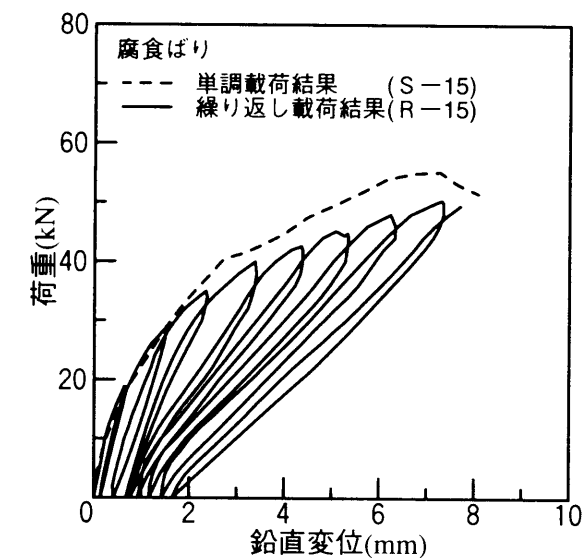


図 5-7(b) 荷重—鉛直変位関係（繰り返し載荷：腐食ばり）

ープ目以降除荷時の剛性は除荷—再載荷回数の増加に伴って著しく低下している。残留変位については，鉄筋が降伏していないことから鉄筋の変形の影響は見られず非腐食ばりの残留変位の半分程度である。これらの挙動は，縦ひび割れに起因する付着破壊が繰り返し載荷を受けるたびに順次進展していき，鉄筋軸に沿ったひび割れがはり端部に向かって発生していくためであると考えられる。



以上より、鉄筋の腐食を受けたRCはり、非腐食RCはりと比較して異なった変形挙動を示すことが明らかになった。その要因として鉄筋の腐食による鉄筋の断面欠損の影響よりも、鉄筋軸方向に生成する縦ひび割れの影響が大きいと考えられる。また、繰り返し荷重下では鉄筋の降伏の有無により全く異なった挙動を示し、鉄筋の降伏を左右する要因としては腐食による縦ひび割れが起因するコンクリートと鉄筋の付着破壊であると考えられる。

### 5.3 腐食ばりのモデル化

#### 5.3.1 コンクリートの材料特性

繰り返し荷重を受ける場合、載荷荷重が除荷されると、発生したひび割れが閉じたり、圧縮域から引張域への応力およびひずみの変化等が考えられる。そのため、2.3.2で記述したコンクリートの材料特性にひび割れ面の再接触や応力-ひずみ関係に除荷の履歴を追加した。除荷等によるひび割れ面の再接触は、図5-8に示すように垂直応力を完全に解放した場合と解放途中の場合と区別している。応力を完全に解放した場合はひずみ $\epsilon_t$ より初期剛性 $E_c$ の1/3の勾配で直線的に圧縮側に变化するもの(A→B→C)とし、解放途中の場合、その時点の垂直応力を保持したまま初期剛性 $E_c$ 上に变化するもの(D→E→F→C)として、ひび割れ面の再接触を考慮した。ひび割れ面の再載荷については、応力を完全に解放した場合は(C→F→A)を、解放途中の場合は(C→F→D)のように变化するものとした。

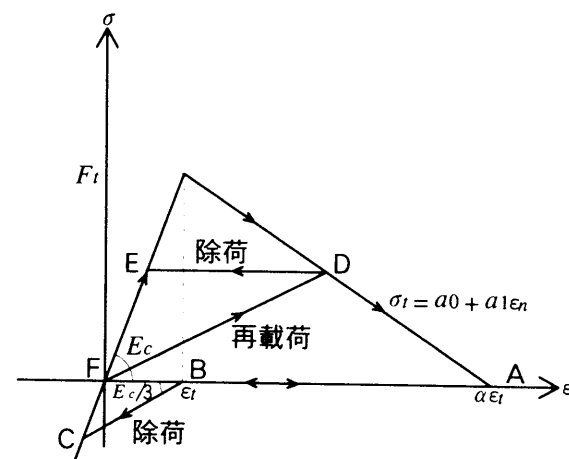


図 5-8 コンクリートの引張特性

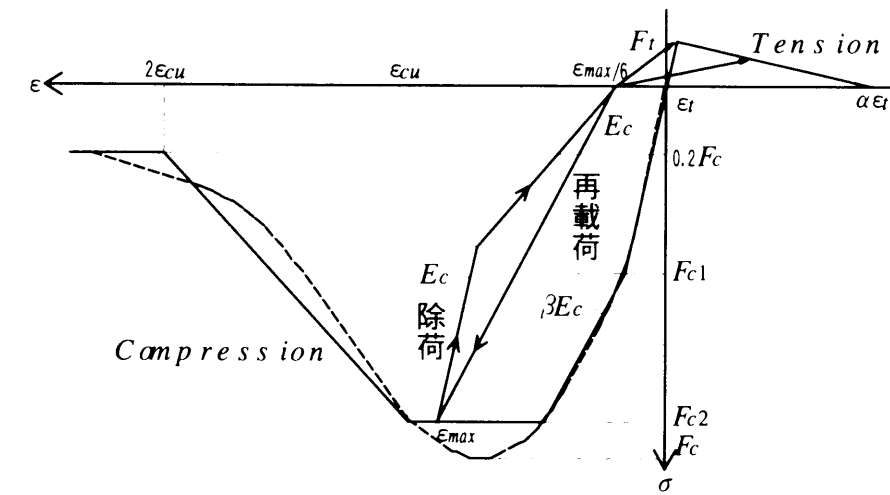


図 5-9 コンクリートの圧縮特性

一方、圧縮域の除荷時の履歴については、梅原ら<sup>1,2)</sup>のモデルを参考にして図5-9に示すように圧縮第1次降伏 $F_{c1}$ 以後に除荷を開始した場合は、除荷開始時の圧縮応力の半分になるまで初期剛性 $E_c$ の勾配で減少し、その後は残留ひずみが除荷開始時のひずみ $\epsilon_{max}$ の1/6となるように減少させた。なお、再載荷の場合は、その時点のひずみ位置から $\epsilon_{max}$ に直線的に変化するものとした。また、圧縮域から引張域まで除荷される場合は、引張強度 $F_t$ か、過去に引張域で受けた最大ひずみに変化するものとした。

#### 5.3.2 鉄筋の材料特性

鉄筋の材料特性は、図5-10に示すようにひずみ硬化特性とバウシinger効果を考慮した松本<sup>1,3)</sup>の履歴モデルを使用した。このモデルは、鉄筋降伏前、および鉄筋降伏後の包絡線部分、除荷部分・再載荷部分の鉄筋の応力を次式で表している。

降伏前：

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad (5.1)$$

降伏後の包絡線：

$$\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_h \quad \sigma_s = F_y \quad (5.2)$$

$$\epsilon_h < \epsilon_s \leq \epsilon_u \quad \sigma_s = F_y + E_{sh}(\epsilon_s - \epsilon_h) \quad (5.3)$$

降伏後の除荷・再載荷：

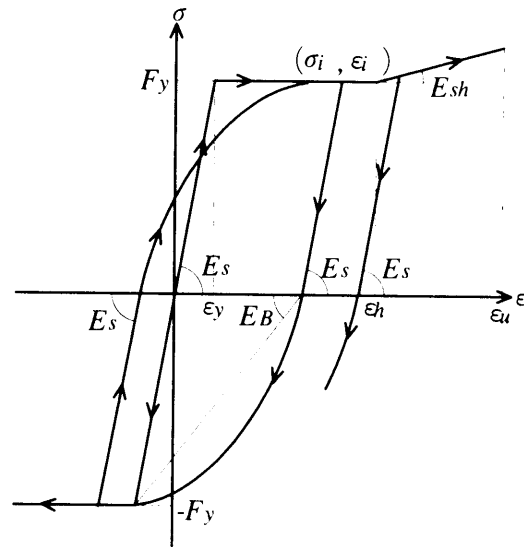


図 5-10 鉄筋の材料特性

1) 直線部：

$$\sigma_s = \sigma_i + E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_i) \quad (5.4)$$

2) 曲線部：

$$\sigma_s = -F_y \left[ a - \frac{a(a-1)}{-\left(\frac{E_B}{F_y}\right) \left\{ \varepsilon_s - \left( \varepsilon_i - \frac{\sigma_i}{E_s} \right) \right\} + (a-1)} \right] \quad (5.5)$$

$$E_B = -\frac{E_s}{6} \log_{10}(\varepsilon_i - \varepsilon_y) \quad (5.6)$$

$$a = \frac{E_s}{(E_s - E_B)} \quad (5.7)$$

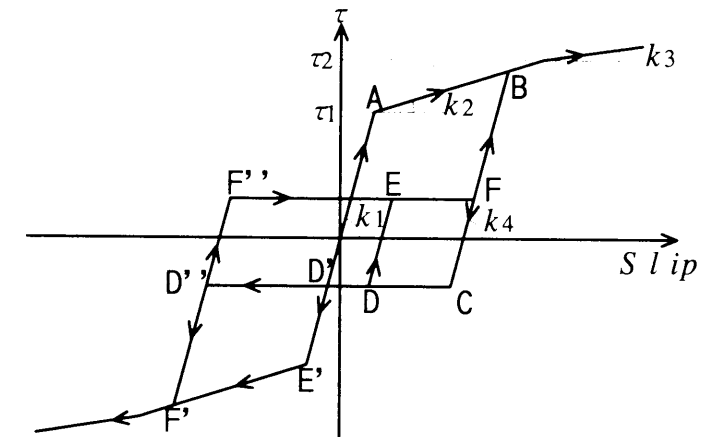
ここに、 $\sigma_s$ 、 $\varepsilon_s$  は鉄筋の応力とひずみ、 $E_s$  は鉄筋のヤング係数、 $E_{sh}$  はひずみ硬化後の塑性接線係数、 $F_y$ 、 $\varepsilon_y$  は降伏点の強度とひずみ、 $\varepsilon_h$ 、 $\varepsilon_u$  はひずみ硬化点および引張強度点に対応するひずみ、 $\sigma_i$ 、 $\varepsilon_i$  は履歴を受けた鉄筋の最大応力と最大ひずみである。

### 5. 3. 3 コンクリートと鉄筋の付着特性

繰り返し載荷時における付着応力とすべり量の関係（ $\tau-S$  関係）を取り扱った報告<sup>14)</sup>、<sup>15)</sup> は、単調載荷時のそれに比べるときわめて少ないのが現状であり、既往のモデルの

表 5-4 付着定数

	$k_1$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_2$ (N/mm <sup>3</sup> )	$k_3$ (N/mm <sup>3</sup> )	$\tau_1$ (MPa)	$\tau_2$ (MPa)
非腐食ばり	264.0	32.2	7.0	4.0	10.0
腐食ばり	30.0	0.3	0.0	0.8	1.0





げ実験と比較して、引き抜き試験では鉄筋まわりの応力場の違いから付着強度を過大評価する。そのため、腐食ばりについては付着強度試験でのすべり量  $0.0002D$  ( $D$ :鉄筋径)での付着応力の  $1/2$  の値を付着応力  $\tau_1$  とした。また、除荷時の剛性  $k_4$  については、非腐食ばりでは初期剛性  $k_1$  を使用した。腐食ばりでは鉄筋軸方向のひび割れ幅の増大により、繰り返しの履歴を受ける度にコンクリートと鉄筋の付着が徐々に破壊する。そのため、除荷時の剛性を一定にすることは適当でないと考え、予備計算の結果より図 5-11 の C 点が載荷時の最大すべり量の  $1/2$  になるように除荷時の剛性  $k_4$  を定めることにした。

5. 3. 4 縦ひび割れの取り扱い

解析は対称性を利用して、スパン中央より左半分について図 5-13 の要素分割を行った。鉄筋については断面積が等しくなるような厚さで図に示す四角形要素に配置し、コンクリートと鉄筋は完全付着とせず、コンクリート要素と鉄筋要素は別々の自由度 ( $u, v, \theta$ ) を設けている。そして、鉄筋要素は上下に隣接するコンクリート要素と、5. 3. 3 で記述した付着特性を持つせん断ばねと垂直ばねで連結した。垂直ばねの剛性は、非腐食ばりではコンクリートのヤング係数  $26.5\text{kN/mm}^2$  を使用した。腐食ばりではコンクリートと鉄筋の間に腐食生成物が生成されるため、その物性について考慮する必要がある。

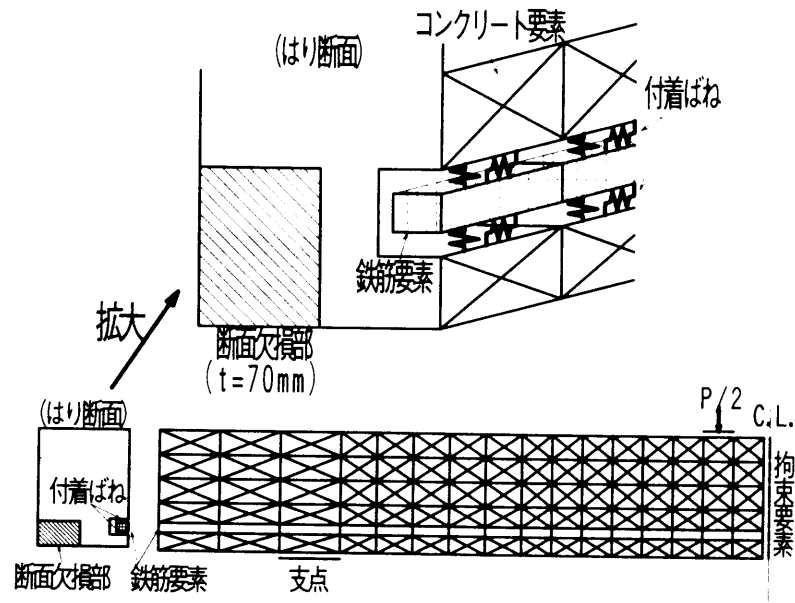


図 5-13 要素分割図

角本ら<sup>17)</sup>の研究によると腐食生成物のヤング係数に  $200\text{N/mm}^2$  程度を用いれば、鉄筋の腐食による縦ひび割れを類似できることや腐食生成物のヤング係数の違いが縦ひび割れの発生にあまり影響しないと指摘している。そこで、本研究では腐食ばりの場合の垂直ばねの剛性としてヤング係数  $200\text{N/mm}^2$  を用いた。なお、鉄筋要素とコンクリート要素の境界面の厚みは、鉄筋の周長の  $1/2$  とした。

また、腐食ばりの場合主鉄筋間のひび割れおよび底面へのひび割れが発生していることから、主鉄筋間の底面かぶり部のコンクリートは、載荷荷重に抵抗しないものと考え、図 5-13 の斜線部分に相当する部分 ( $t=70\text{mm}$ ) を断面の欠損として扱った。側面に進展しているひび割れについては、断面の欠損としての扱いはしていない。

支点、拘束要素および載荷要素は三角形要素の代わりに境界用の要素を用いた。

5. 3. 5 計算方法

計算方法は、2. 4. 1 で記述した *Rmin* 法を拡張した非線形解析手法<sup>18)</sup> を用いて計算を行っている。2. 4. 1 においては荷重増分法についてのみ記述したが、変位増分法についても同様な非線形手法を適用することができる。そこで、載荷時の増分法は変位増分法を用い、各増分強制変位量は  $0.05\text{mm}$  として計算を行い、繰り返し載荷の解析では各ループの総強制変位量を実験の値と同じにした。また、繰り返し載荷の除荷時の増分法は荷重増分法を用い、各増分荷重量は載荷時の解析で得られた最終荷重値の  $1/10$  の値とし、10 回の増分計算を行うことで荷重値をゼロまで戻した。

5. 4 解析結果と実験結果の比較と考察

5. 4. 1 最大耐力

表 5-5 最大耐力の比較

供試体 番号	鉄筋降伏荷重 (kN)			最大荷重 (kN)		
	実験 結果	解析 結果	解析 実験	実験 結果	解析 結果	解析 実験
S-0	52.0	49.7	0.95	62.8	60.7	0.97
S-15	-	-		55.3	54.4	0.98
R-0	50.8	49.6	0.98	62.7	64.5	1.03
R-15	-	-		50.3	46.4	0.93

表 5-5 に鉄筋降伏荷重と最大耐力の解析結果と実験結果の比較を示す。鉄筋降伏荷重については解析結果が多少低い値を示しているが、実験結果との差が 5 % 以内であり良好な結果と考えられる。なお、腐食ばりの解析（供試体 S-15 および R-15）においては実験結果同様鉄筋の降伏はみられなかった。最大耐力については供試体 R-15 を除けば実験結果との相違が 2 ～ 3 % とほぼ一致した解析結果が得られた。

#### 5. 4. 2 荷重－変位関係

図 5-14 に単調載荷での荷重と供試体中央の鉛直変位関係の解析結果と実験結果を示す。非腐食ばりの解析では、実験結果と比較して初期勾配が多少大きい傾向を示しているが、鉄筋の降伏による包絡線の急激な変化を捉え、その後の変形特性も精度良く一致している。また、腐食ばりの解析では、荷重の増加に伴う緩やかな勾配の変化を捉えている。この包絡線の剛性低下は鉄筋軸方向に発生するひび割れと付着ばねの剛性低下が原因と考えられる。解析結果では鉛直変位 2 mm で付着ばねの剛性が支点からはり中央まで図 5-11 に示した  $k_2$  に変化し、鉛直変位 6 mm で支点と荷重載荷点の区間内で  $k_3$  に低下していた。なお、図 5-16 に示す供試体 S-15 の鉄筋軸に沿ったひび割れ発生位置と付着ばねの剛性  $k_3$  に変化した位置はほぼ一致する。また、実験結果では鉛直変位 8 mm 付近で急激に耐力を失い破壊に至っているが、解析ではその後も鉛直変位が伸びている。この原因として付着ばねの剛性が局部的に残っていることや付着ばねを連結したコンクリート要素のコンクリート要素

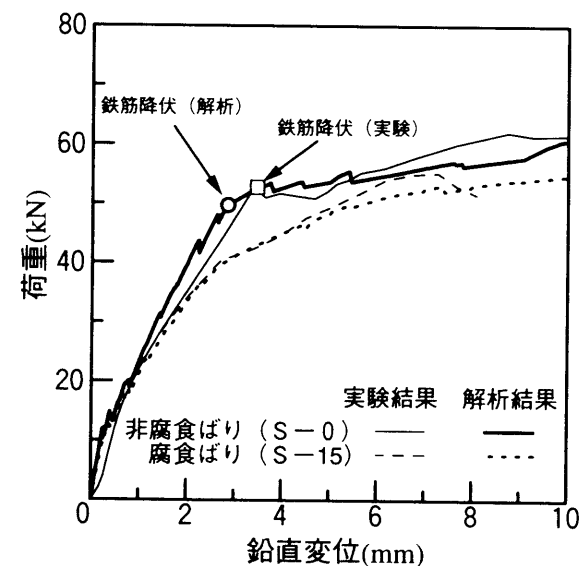


図 5-14 荷重－鉛直変位関係（単調載荷）

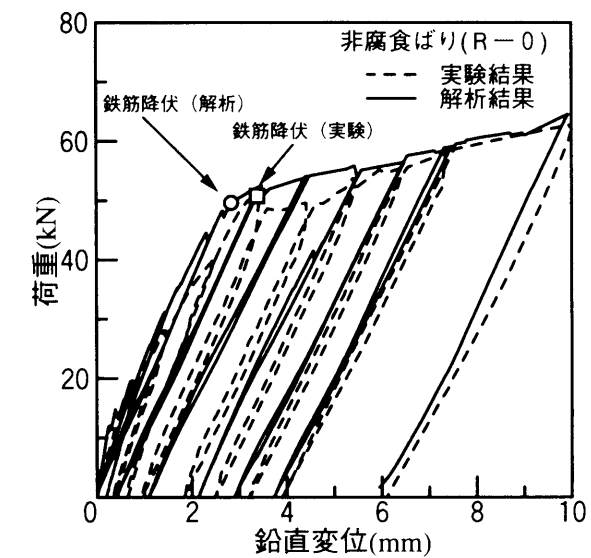


図 5-15(a) 荷重－鉛直変位関係（繰返し載荷：非腐食ばり）

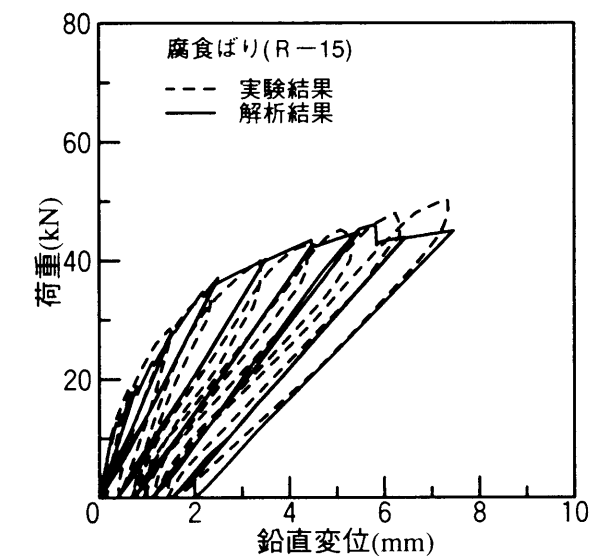


図 5-15(b) 荷重－鉛直変位関係（繰返し載荷：腐食ばり）

間のばねとの非線形性の相関を無視していることが考えられ、今後検討の余地があると思われる。

図 5-15(a), (b) に繰返し載荷での荷重と供試体中央の鉛直変位関係の解析結果と実験結果を示す。図 5-15(a) に示した非腐食ばりの解析では、4 ～ 6 ループ目の鉄筋降伏直後の荷重が実験結果より高めに出的ているが、それ以後のループにおいては耐力、除荷－再

載荷の履歴曲線ならび残留変位とも一致している。除荷－再載荷における勾配は、鉄筋の降伏後の変形に依存していることから本解析に使用した鉄筋の材料特性は妥当なものであったと考えられる。また、図 5-15(b)に示した腐食ばりの解析では、8 ループ目の最終耐力が実験結果より低くなっているが、除荷－再載荷の履歴曲線は実験結果と非常に一致している。しかしながら、実験結果の除荷－再載荷の履歴曲線は楕円を描くような曲線であるが、解析結果は直線的な変化を示している。このことは、非腐食ばりの履歴曲線が鉄筋の変形に影響を受けるのに対して、腐食ばりの履歴曲線はコンクリートと鉄筋との付着破壊が大きく影響し、本解析で用いた付着特性の除荷－再載荷の剛性が同一であることや線形勾配を与えていることが考えられる。今後、解析精度の向上のためには付着特性の検討が必要であると思われる。

#### 5. 4. 3 ひび割れ状況

図 5-16 に単調載荷および繰り返し載荷の解析におけるひび割れ形状を示す。単調載荷は供試体中央の鉛直変位が 8 mm の時点の結果であり、繰り返し載荷は 8 ループ目の再載

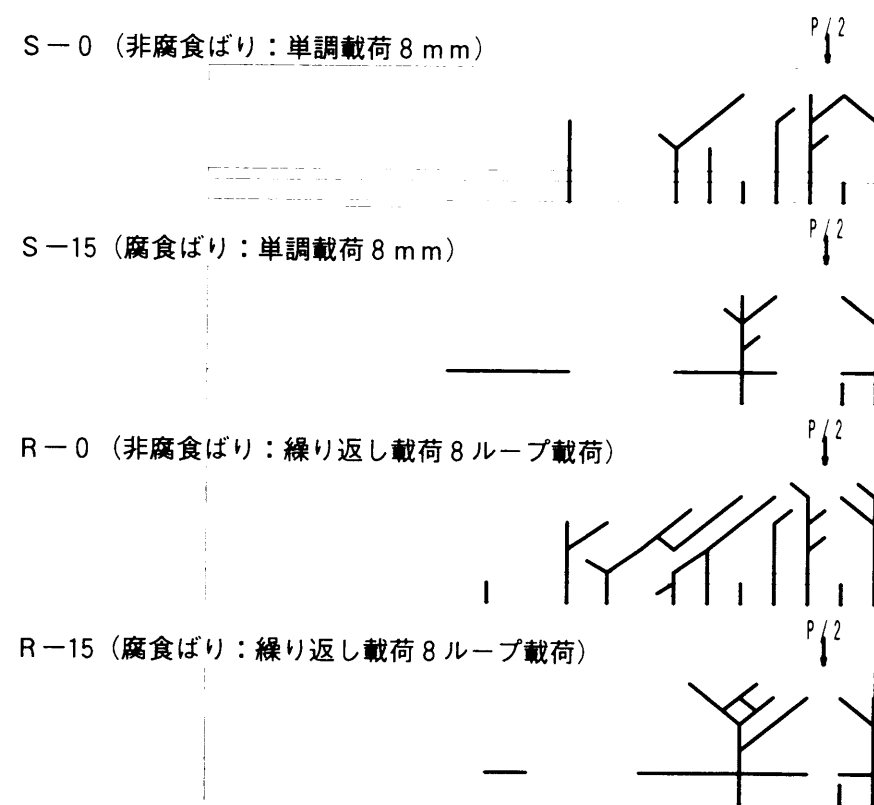


図 5-16 ひび割れ形状

荷された時点の結果である。図に示した太線で描かれたラインの垂直ばねが引張強度  $F_t$  に達し、ひび割れが発生したとしてばねを切断している。実験結果のひび割れ形状である図 5-4 と比較すると、荷重形式に関係なく非腐食ばりと腐食ばりの相違を精度良く解析できている。非腐食ばりは曲げによるひび割れが数本発生しているのに対し、腐食ばりでは曲げによるひび割れは供試体中央ともう一本の 2 箇所集中している。また、鉄筋軸方向のひび割れも実験結果同様に確認できる。

以上に示した解析結果と実験結果の比較から、有限要素法などの数値解析法では繰り返し荷重下でのひび割れや付着面での挙動の特性が表現しにくいいため、実験結果を説明できる解析は難しいと思われるが、剛体－ばねモデルを適用することで鉄筋腐食によって劣化を受けた RC ばりの繰り返し荷重下の変形挙動を十分に説明できる解析が可能であることが明らかになった。

#### 5. 5 結言

本章では、鉄筋腐食によって損傷を受けた RC 部材の耐力低下、破壊形状および変形挙動を解析的に明らかにするため、剛体－ばねモデルによる材料非線形解析を行い、本解析法の有効性について実験結果と比較、検討を行った。その結果から以下の知見を得た。

(1) 剛体－ばねモデルの適用により、繰り返し荷重下の腐食ばりの変形挙動、耐力低下および破壊状況を解析的にかなりの精度で推定できることが明らかになり、本解析の有効性が認められた。本解析法は、劣化状況の異なる RC 部材の耐力の推定や補修方法を検討する上で、有効な一解析手法であると考えられる。

(2) 鉄筋とコンクリートの付着の履歴特性を考慮した付着ばねの導入と鉄筋位置のコンクリート厚の低減等を解析法に取り入れるることにより、腐食ばりの劣化要因を容易に表現することができた。

(3) 解析結果および実験結果より、繰り返し荷重下の腐食ばりでは、残留変位が非腐食ばりと比較して非常に小さい。このことは、除荷－再載荷の履歴曲線が鉄筋の降伏による変形でなく、鉄筋とコンクリートとの付着挙動に大きく影響するためであると考えられる。

(4) 実験結果においては、腐食ばりの最大耐力は非腐食ばりと比較して、繰り返し載荷で 20% 程度低下し、単調載荷よりその低下の割合が顕著であった。また、変形能についても著しく劣ることがわかった。

本研究では、せん断補強筋であるスターラップを有していない RC ばりのみに対して検討を行ったが、既往の研究<sup>1), 2)</sup>においてスターラップを配した腐食 RC ばりでは耐力の低

下が認められないとの報告がある。しかしながら，建設時期が古い床版等ではせん断補強筋が現在のように配筋されておらず腐食による劣化が考えられる。今後，そのような床版についてもその変形挙動について検討する必要があると考えている。

## 参考文献

- 1) 魚本健人・辻恒平・柿沢忠弘：鉄筋腐食によるコンクリート構造物の劣化機構に関する基礎的研究，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.6，pp.173～176，1984.
- 2) 武若耕司・松本進：コンクリート中の鉄筋腐食がR C部材の力学的性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.6，pp.177～180，1984.
- 3) 岡田清・小柳治・宮川豊章：コンクリート部材のひびわれと鉄筋腐食に関する研究，土木学会論文報告集，No.281，pp.75～87，1979.
- 4) 森川雅行・関博・奥村隆：鉄筋の腐食膨張によるひびわれの発生機構に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.97～105，1987.
- 5) 中田泰広・丸山久一・橋本親典・清水敬二：鉄筋腐食によるひびわれが梁供試体の耐荷性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.551～556，1990.
- 6) 橋吉宏・梶川康男・川村満紀：鉄筋腐食によって損傷を受けたR Cばりの挙動に関する考察，土木学会論文集，No.402/V-10，pp.105～114，1989.
- 7) 富田充宏・梶川康男・久野和敬：鉄筋腐食により劣化したR Cばりの剛体－ばねモデルによる非線形解析，土木学会論文集，No.584/I-42，pp.267～276，1998.
- 8) Tomida,M., Kajikawa,Y. and Kuno,K.：Analysis of RC Beams Damaged by Corrosion of Reinforcement under Cyclic Load by Using Rigid-Body-Spring-Model, *Proc. of the 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*, Vol.2, pp.969～974, 1997.
- 9) Ngo,D. and Scordelis,A.C.：Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, *ACI Journal*, Vol.64, No.3, pp.152～163, 1967.
- 10) Goodman,R.E., Taylor,R.L. and Brekke,T.L.：A Model for the Mechanics of Joint Rock, *Proc. of ASCE*, Vol.94, No.SM3, pp.637～659, 1968.
- 11) 梶川康男・八島明生・角本周：鉄筋腐食によるコンクリート中のひびわれ挙動と膨張圧の推定，土木学会論文集，No.420/V-13，pp.311～314，1990.
- 12) 梅原秀哲・田辺忠顕・吉田弥智：鋼材の付着状態を考慮したP Cラーメンの履歴挙動に関する研究，土木学会論文集，No.396/V-9，pp.89～98，1988.
- 13) 松本公典：R C，P CおよびP R C部材のモーメント－曲率の関係とその応用，土木学会論文報告集，No.331，pp.155～165，1983.

- 1 4) 吉川弘道・小林保之：繰返し荷重を受ける R C 部材の引張硬化係数と増分型構成則，コンクリート工学論文集，Vol.6，No.2，pp.27～36，1992.
- 1 5) 上田正生・土橋由造：軸力を受ける鉄筋コンクリート棒部材の材料非線形付着すべり解析，土木学会論文集，No.360/V-3，pp.71～80，1985.
- 1 6) 森田司郎・角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 229 号，pp.15～24，1975.
- 1 7) 角本周・梶川康男・川村満紀：コンクリート中の鉄筋腐食による膨張挙動の弾塑性解析とその適用性，土木学会論文集，No.402/V-10，pp.151～159，1989.
- 1 8) 竹内則雄・川井忠彦：すべり・接触・引張破壊を考慮した離散化極限解析法について，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.12，pp.311～316，1988.

## 第 6 章 軸力と繰返し曲げを受ける R C 部材の履歴挙動に関する解析

### 6. 1 緒言

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震では，数多くの土木建築構造物が今までに経験した事のない程の被害を受けた。中でも，橋脚や高架橋の脚柱などの鉄筋コンクリート（R C）部材は，コンクリートの圧壊や鉄筋の座屈を伴う脆性的な破壊が多く見られた。そのため，耐震設計に関するコンクリート標準示方書の改訂がなされたが，今後も地震の影響を受ける R C 構造物のより合理的な設計法を確立するためには，部材断面に生じる応力度の照査だけでなく，部材耐力および変形性能等の観点からの詳細な検討も必要である。

上記の観点から，現在までに地震時における R C 部材の挙動，すなわち繰返し荷重下での R C 部材の挙動の解明を目的とした研究は数多くなされている。例えば，太田<sup>1)</sup>，石橋ら<sup>2)</sup>，町田ら<sup>3)</sup>等の実験的研究をはじめ，モーメントと曲率のつり合い条件と断面分割法を用いた尾坂ら<sup>4)</sup>，ファイバーモデルを用いた池田ら<sup>5)</sup>，幸左ら<sup>6)</sup>，有限要素法を使用した三島ら<sup>7)</sup>等の解析的研究がある。

本章では，まず，中間はりを有する高架橋の脚柱を対象に考え，死荷重および上スラブ等の自重による軸圧縮力を受ける高架橋の脚柱と中間はりの接合部に地震時の外力が作用した時を想定した R C 部材の載荷実験を行い，耐力，変形能および破壊状況について検討した。従来の研究<sup>1)・7)</sup>により，正負交番繰返し載荷を受ける R C 部材の靱性や復元力特性は，片振り繰返し載荷時の挙動と異なることが指摘されており，載荷実験では単調載荷，片振り繰返し載荷および正負交番繰返し載荷の 3 種類の載荷形式で実験を行った。

次に，剛体－ばねモデルの解析法によるシミュレート解析を行い，その妥当性について検討した<sup>8)</sup>。解析対象となる正負交番繰返し載荷時の R C 部材の挙動の特徴としては，コンクリートのひび割れ面の開閉が考えられが，本解析法はひび割れ面の開閉の取り扱いが非常に容易であるという利点がある。

### 6. 2 実験概要

#### 6. 2. 1 実験供試体

実験に用いた供試体の形状および各部寸法を、図 6-1 に示す。供試体全長は 1000mm、  
 載荷支持間隔は 800mm、供試部断面は 120mm×120mm、中央加力部断面は 120mm×180mm で  
 ある。なお、供試体支持部分には、供試体に確実に軸力を与え正負交番載荷に対応するた  
 め、写真 6-1 に示すように鋼管および鋼板を埋設し、鋼管と鋼板および鋼板と鉄筋をすみ

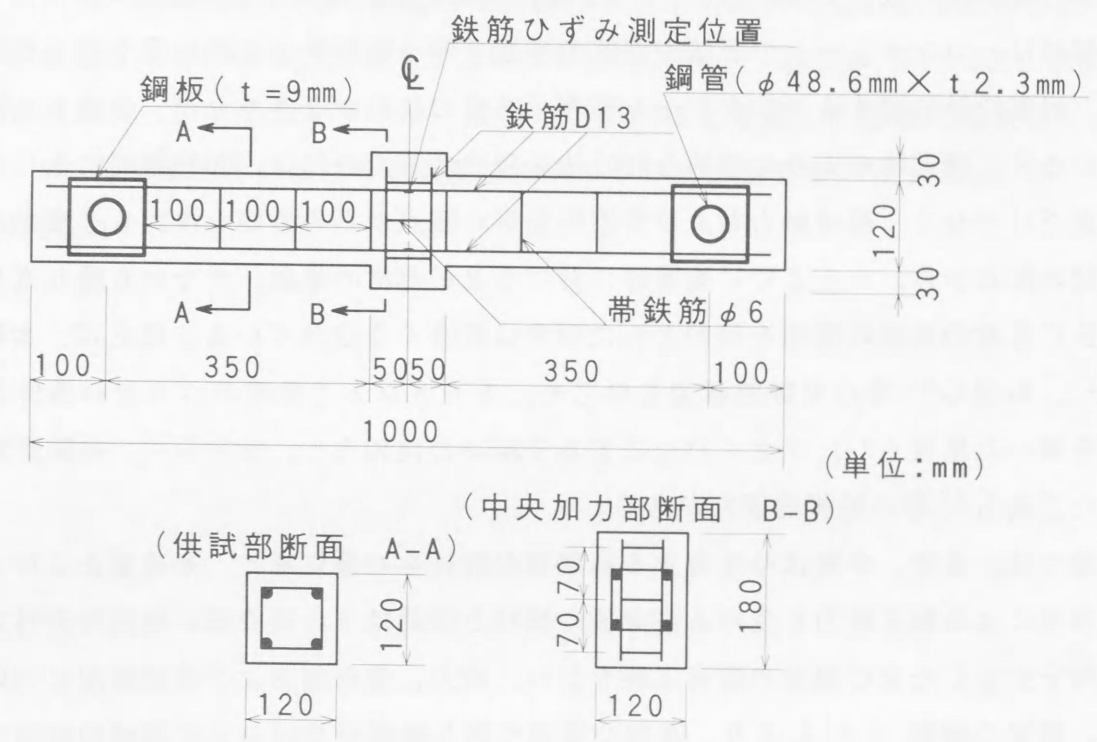


図 6-1 供試体寸法および配筋



写真 6-1 供試体の配筋および支持部分の鋼管

表 6-1 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
				水	セメ ント	細骨 材	粗骨 材	混和 材
10	12	57.5	53.8	196	341	910	782	3.11

表 6-2 実験種別

供試体 名 称	載 荷 形 式	軸圧縮応力 (MPa)
CSN0	単 調	0.0
CSN4	載 荷	4.0
CRN0	片振り	0.0
CRN4	繰り返し載荷	4.0
CAN0	正負交番	0.0
CAN4	繰り返し載荷	4.0

肉溶接により接合した。鉄筋には異形棒鋼 D 13 (SD295) を 4 本用い、かぶりは供試部お  
 よび中央加力部共 20mm とした。また、帯鉄筋には丸鋼 φ 6 を用い、供試部では 100mm 間  
 隔に、中央加力部では 70mm 間隔に配した。供試部の鉄筋比は 3.1%、せん断鉄筋比は 0.8%  
 である。なお、コンクリートの配合を表 6-1 に示す。

実験種別としては、載荷形式の違いと軸力の有無により、表 6-2 に示すように 6 ケース  
 とした。軸力の大きさとしては、軸方向圧縮応力度 4.0MPa とした。この値は、高架橋の  
 脚柱に通常作用する値 (約 2.0~2.5MPa) に地震時の軸応力度の変動が予想されること、  
 また、プレキャスト化に伴う断面のスレンダー傾向により、従来より大きな面圧を受ける  
 こと等を考慮して選定した。

### 6. 2. 2 載荷方法および測定項目

載荷方法は、図 6-2 および写真 6-2 に示すようにサーボ型試験機により中央加力部に集  
 中荷重を作用させ、軸力は油圧ジャッキを用いて作用させた。なお、軸力導入時には供試  
 体全体の軸力の均一性および前面後面の偏心をひずみゲージにて確認しながら導入した。  
 また、支点と鋼桁の間には水平方向の可動性能を確保するためにベアリングを挿入してあ  
 る。



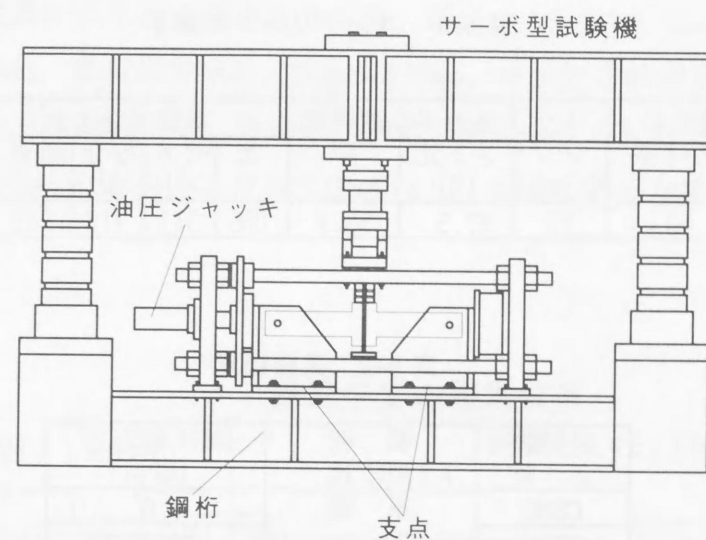


図 6-2 荷重方法

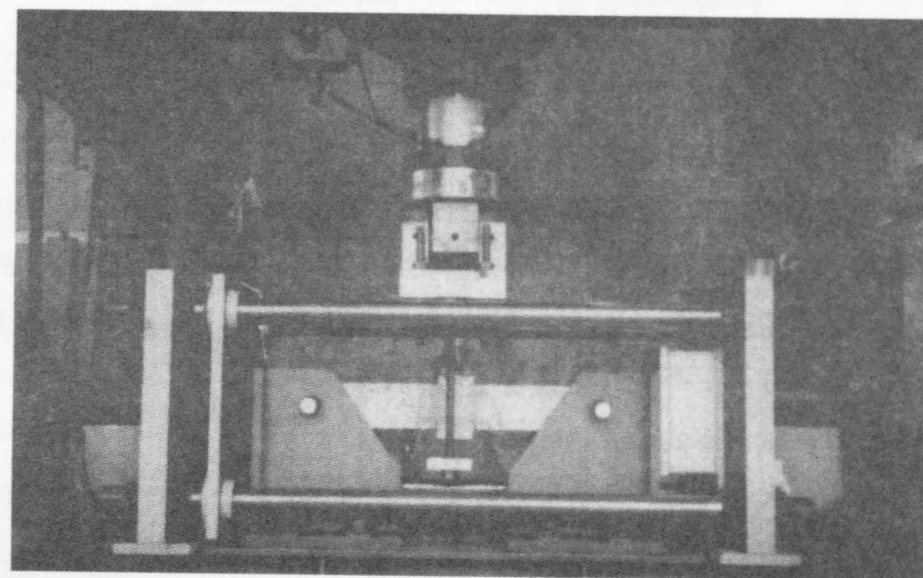


写真 6-2 荷重方法

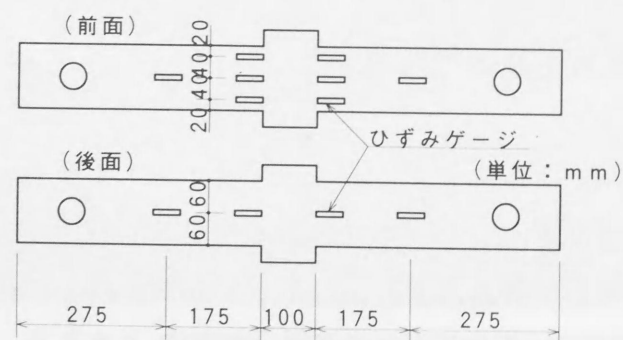


図 6-3 コンクリートのひずみ測定位置

繰り返し荷重の加力変更点は、単純荷重実験の結果に基づいて決定し、引張側主鉄筋降伏荷重の 50%、80%および 100%に相当する変位、圧壊発生時の変位（軸力なし 9mm、軸力あり 6mm）および耐力急減時（12mm）の変位の計 6 点とした。

測定項目として、供試体中央と供試体支持位置との相対変位はストローク変位計を用いて、鉄筋のひずみは供試体中央で、コンクリートのひずみについては図 6-3 に示す位置でひずみゲージを用いて測定した。

## 6. 3 実験結果と考察

### 6. 3. 1 耐力および変形性能

各荷重実験の荷重と支間中央の鉛直変位の関係を図 6-4、図 6-5 および図 6-6(a), (b)

表 6-3 鉄筋降伏荷重および最大耐力

供試体名	鉄筋降伏荷重 (kN)	最大耐力 (kN)
CSN0	46.7	52.4
CSN4	68.3	69.5
CRN0	46.2	51.4
CRN4	64.6	66.0
CAN0	44.6	45.4
CAN4	64.6	65.2

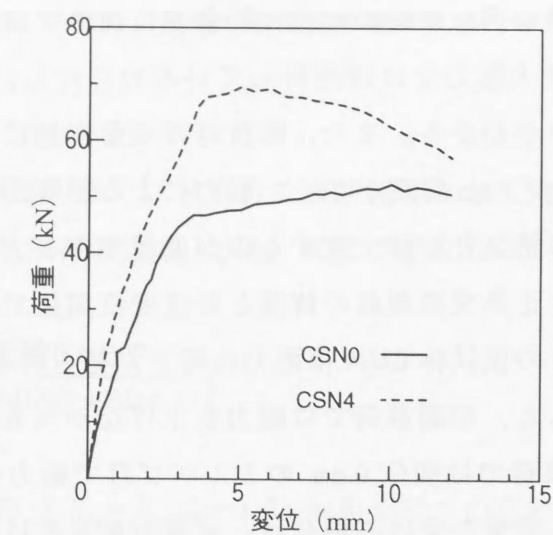


図 6-4 荷重—鉛直変位関係（単調荷重）

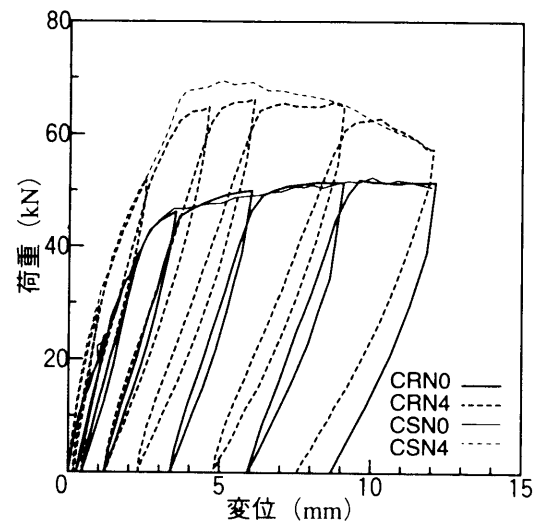


図 6-5 荷重—鉛直変位関係（片振り載荷）

にそれぞれ示す。また、表 6-3 には各載荷実験の鉄筋降伏荷重と最大耐力を示す。なお、図 6-5 および図 6-6 には比較のために単調載荷の荷重と鉛直変位関係も示してあるが、図 6-6 に示した負載荷時の単調載荷の結果は原点に関して点対称に示したものである。

図 6-4 に示した単調載荷の荷重と鉛直変位関係では、軸力ありの供試体 CSN4 の方が軸力なしの供試体 CSN0 に比べて、最大耐力が約 30% 上昇していることがわかる。しかし、供試体 CSN0 が最大耐力を維持しながら変位が増加しているのに対し、供試体 CSN4 は最大耐力に達した時点から急激に耐力が低下しており、塑性変形能に関しては劣っているといえる。ここに塑性変形能とは、最大耐力の 80% を下回らない限界変位で評価するものである。

図 6-5 に示した片振り繰り返し載荷の荷重と鉛直変位関係では、軸力なしの供試体 CRN0 は最終ループにおいても最大耐力をほぼ維持しているのに対し、軸力ありの供試体 CRN4 は耐力の低下が見られるのがわかる。また、除荷時の残留変形に注目すると、4 ループ目以降では供試体 CRN4 の方が 1 mm 程度小さく、軸力による影響が現れている。なお、それぞれの包絡線が単調載荷の結果とほぼ一致するのが確認できる。

図 6-6(a), (b) に示した正負交番載荷の荷重と鉛直変位関係では、片振り繰り返し載荷の結果と同様で、軸力ありの供試体 CAN4 は耐力の低下が見られる。また、供試体 CAN4 を単調載荷の結果と比較すると、単調載荷では耐力を下げながらも変位 12 mm に達するのに対し、正負交番繰り返し載荷では変位 9 mm の 5 ループ目で耐力が著しく低下している。つまり、正負交番繰り返し荷重を受ける場合は、単調荷重を受ける場合に比べて供試体の塑性変形能が低下すると言える。

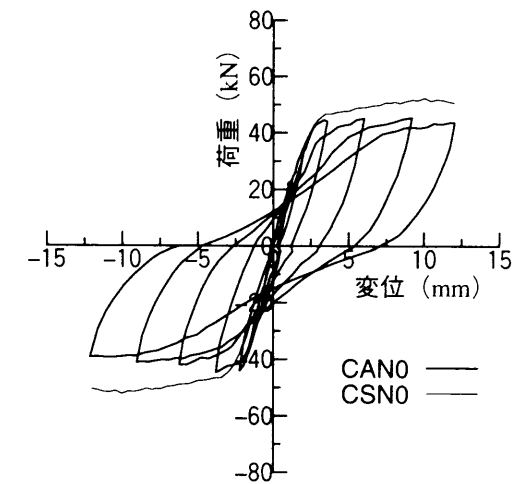


図 6-6(a) 荷重—鉛直変位関係（供試体 CAN0）

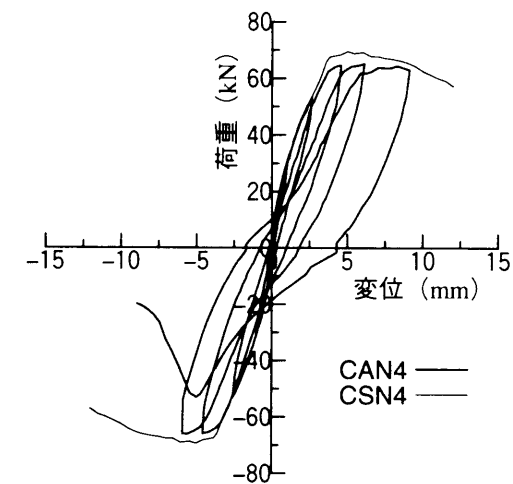


図 6-6(b) 荷重—鉛直変位関係（供試体 CAN4）

次に、エネルギー吸収能力または減衰性を表す指標として用いられる等価粘性減衰定数  $h_{eq}^{1)}$  で比較する。等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  は、次式で求めることができる。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{面積} CAA'C'}{\text{面積}(\Delta OAD + \Delta OA'D')} \quad (6.1)$$

軸力なりの供試体 CAN0 は  $h_{eq} = 0.18 \sim 0.24$  の値を示すのに対し、軸力ありの供試体 CAN4 は  $h_{eq} = 0.11 \sim 0.18$  と小さい値になる。



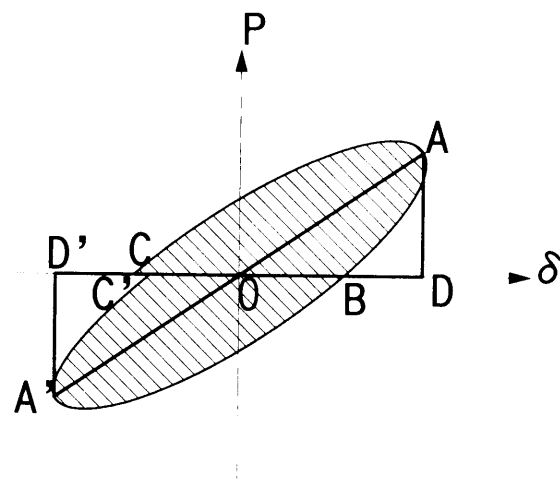


図 6-7 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$

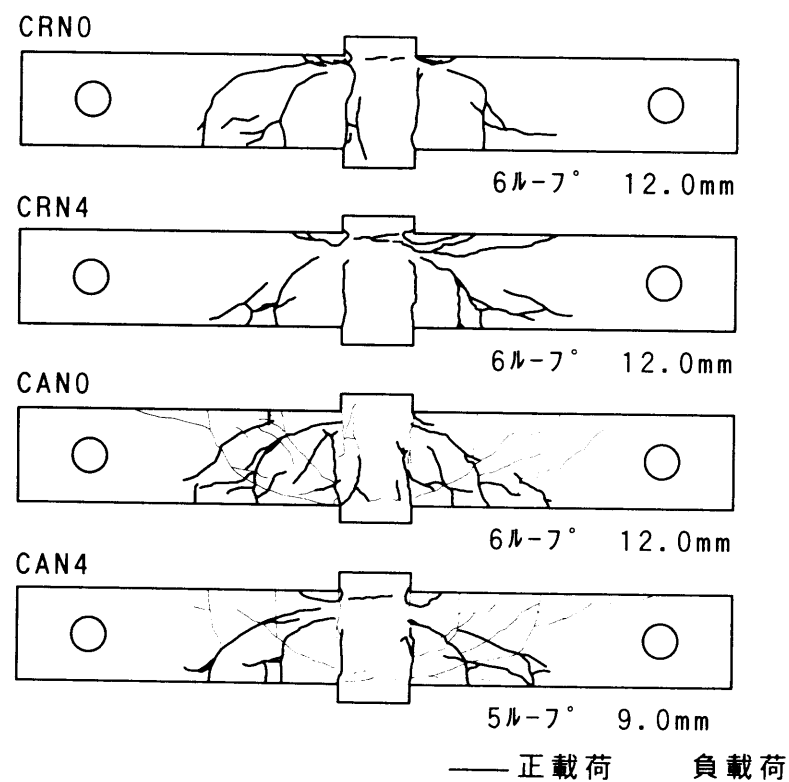


図 6-8 破壊状況

### 6. 3. 2 破壊状況

図 6-8 に片振り繰り返し載荷と正負交番繰り返し載荷の破壊状況を示す。図 6-8 に示し

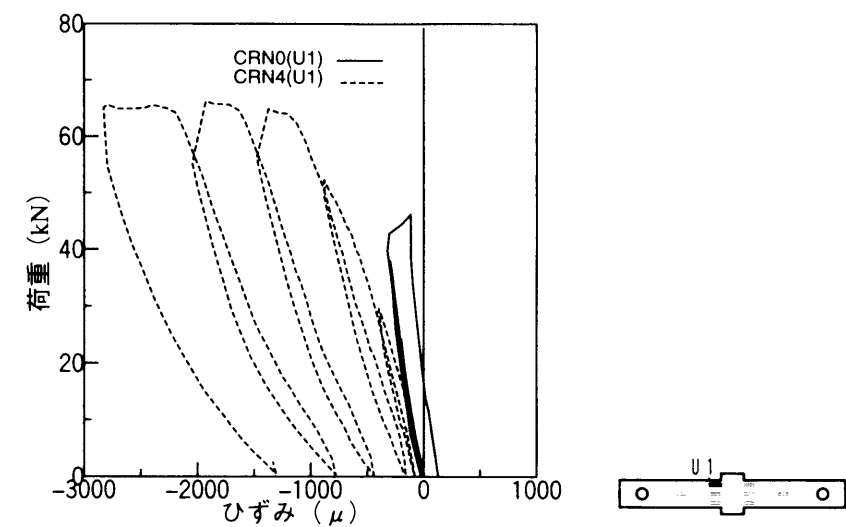


図 6-9 荷重—コンクリートひずみ関係

た片振り繰り返し載荷の破壊状況は、両供試体とも引張側鉄筋の降伏後のせん断破壊を示しているが、軸力ありの供試体 CRN4 では斜め引張ひび割れ上方での圧縮側コンクリートの圧壊による割裂が顕著である。これは、軸力によって圧縮縁へのひび割れの進展が抑制されているためと考えられる。このことは、図 6-9 に示した荷重と圧縮側コンクリートひずみ関係から理解できる。軸力なしの供試体 CRN0 では約 40kN でひび割れが圧縮側コンクリートに到達しているため、コンクリートひずみは圧縮から引張に変化しているのに対し、軸力ありの供試体 CRN4 ではひび割れが圧縮側コンクリートに到達する前に圧縮破壊が生じているため、コンクリートひずみは圧縮側で徐々に増加している。

図 6-8 に示した正負交番繰り返し載荷では、ひび割れが 1 ループ目で供試体中央で貫通してしまい、鉄筋降伏時の 3 ループ目では発達した斜め引張ひび割れが供試体腹部において X 字状に交差し、最終的にはせん断破壊により耐力が低下した。また、軸力による破壊状況の差は見られない。

## 6. 4 解析結果と実験結果の比較と考察

### 6. 4. 1 要素分割

解析は対称性を利用して、スパン中央より左半分について図 6-10 の要素分割を行った。鉄筋および帯鉄筋については、各々の断面積が等しくなるような厚さで図 6-10 に示す四

表 6-4 解析に用いた材料定数

コンクリート	ヤング係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	21.3
	ポアソン比 $\nu_c$	0.2
	圧縮強度 $F_c$ (MPa)	35.9
	引張強度 $F_t$ (MPa)	3.11
	粘着力 $C$ (MPa)	4.95
鉄筋	内部摩擦角 $\phi$ (deg.)	37
	ヤング係数 $E_s$ (kN/mm <sup>2</sup> )	202
	ポアソン比 $\nu_s$	0.3
	降伏強度 $F_y$ (MPa)	344.1
	ひずみ硬化点 $\epsilon_h$ (%)	1.5
	塑性接線係数 $E_{sh}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	1.59

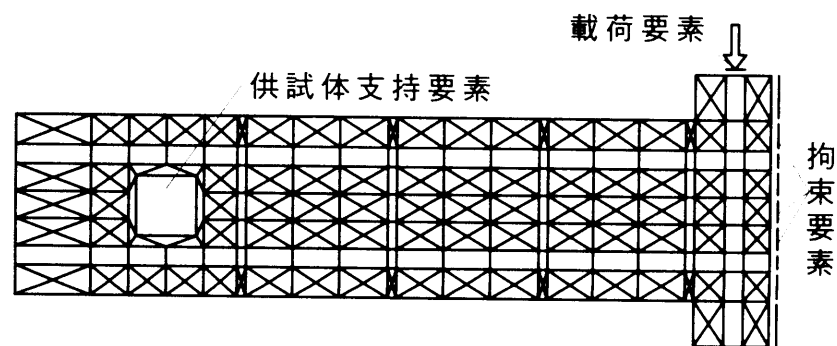


図 6-10 要素分割図

角形要素に、コンクリート要素と完全付着という形で剛性を与えた。鉄筋とコンクリートを付着特性を持つばねのみで結合し、コンクリートと鉄筋の変形を個々に表現することもできるが<sup>9)</sup>、本章の解析対象は複鉄筋および帯鉄筋が配置されており、鉄筋のすべりによる局所的なひずみの影響を無視することになるが、完全付着の取り扱いでも解析対象全体の変形には大きな影響を与えないと考えている。

計算方法は、荷重時の解析では変位増分法を用い、各増分強制変位量は 0.05mm とした。片振り繰り返し荷重および正負交番繰り返し荷重の各ループの総強制変位量は、実験の値と同じにした。除荷時の解析では荷重増分法を用い、各増分荷重は荷重時で得られた最終荷重値の 1/10 の値とし、10 回の増分計算を行った。また、軸力の取り扱いとしては圧縮力 60kN の集中荷重を供試体支持要素に作用させ、コンクリート要素の初期圧縮応力を求め、その後荷重荷重および除荷の解析を行った。なお、供試体の鉛直変形により軸力作用軸が変化し、それにより曲げモーメントが発生するが解析においては考慮していない。

解析で使用したコンクリートおよび鉄筋の材料定数は、材料試験の結果から得られた値を用いているが、その値を表 6-4 に示す。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性については、5. 3. 1 および 5. 3. 2 で記述した繰り返しの履歴を考慮した特性をそれぞれ使用している。

#### 6. 4. 2 解析結果と考察

各荷重による荷重と鉛直変位関係の解析結果を図 6-11, 図 6-12(a), (b) および図 6-13(a), (b) にそれぞれ示す。

図 6-11 に示した単調荷重の解析結果では、軸力なし供試体 CSN0 については、最大耐力および変形特性とも実験結果とはほぼ一致している。しかし、軸力あり供試体 CSN4 については、鉄筋降伏前までの変形はほぼ一致しているが、鉄筋の降伏荷重および降伏後の変形に相違が見られる。解析結果において実験結果より低い荷重で鉄筋が降伏した原因としては、軸力による初期応力の計算においてコンクリートおよび鉄筋要素の局所的な応力分布に実験とは相違があり、その要素のコンクリートのひび割れによる剛性低下やその影響により鉄筋のひずみの増加を促したことや、解析においては軸力作用軸の変化によるモーメントを考慮していないためなどが考えられる。なお、解析結果において鉛直変位 7 ~ 8 mm 付近で変形が急変しているのは、供試体中央加力部の引張側にひび割れが発生し、それによる剛性低下および引張応力の解放の影響である。

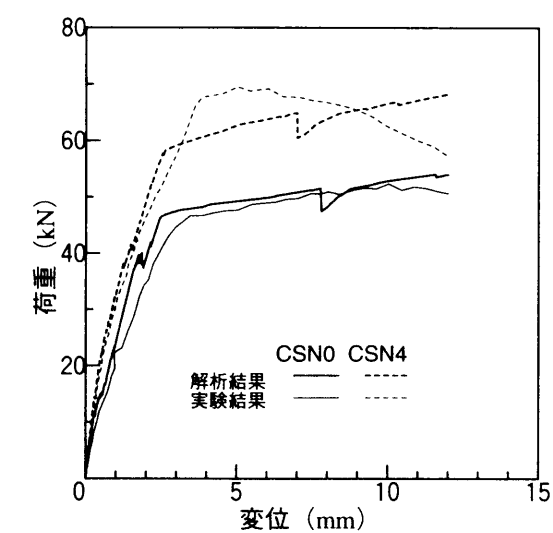


図 6-11 荷重—鉛直変位関係（単調荷重）

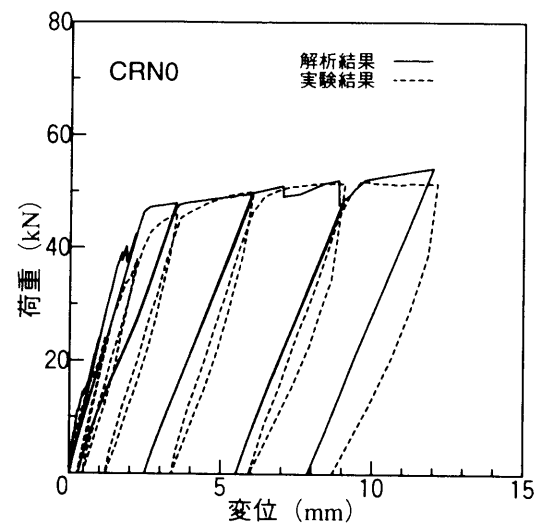


図 6-12(a) 荷重—鉛直変位関係（供試体 CRN0）

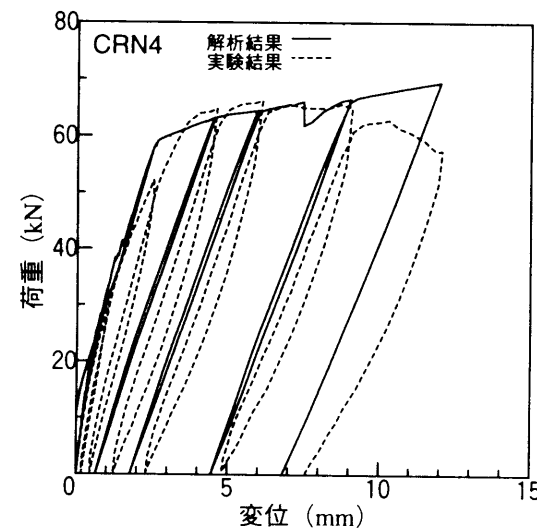


図 6-12(b) 荷重—鉛直変位関係（供試体 CRN4）

図 6-12(a), (b) に示した片振り繰り返し載荷の解析結果では、両供試体とも最大耐力、鉄筋降伏後の変形および再載荷時の勾配については実験結果とほぼ一致している。しかし、除荷時の残留変形および除荷時の勾配については相違が見られる。

また、図 6-12(b) に示した軸力ありの供試体 CRN4 の解析結果では、単調載荷の解析結果同様 6 ループ目の耐力低下を示していない。軸力がある場合は、圧縮側の破壊が顕著に見られる破壊形態を示したことを考えると、解析においてはコンクリートの圧縮特性の修正やソフトニングに関する圧縮—引張履歴に関した新たな特性の導入等について今後検討

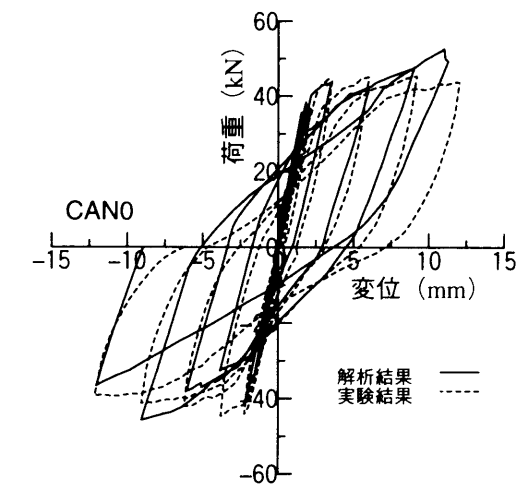


図 6-13(a) 荷重—鉛直変位関係（供試体 CAN0）

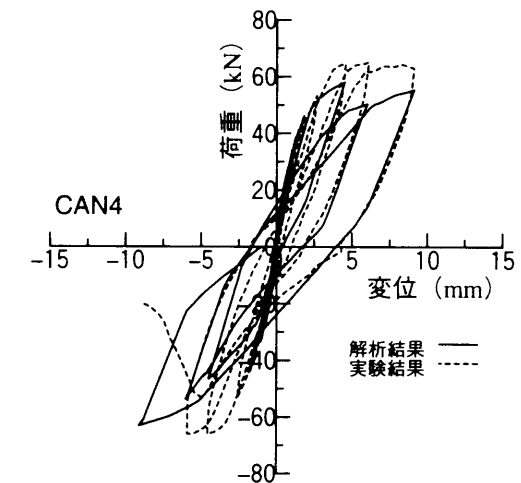


図 6-13(b) 荷重—鉛直変位関係（供試体 CAN4）

する必要がある。

図 6-13(a) に示した正負交番繰り返し載荷の軸力なしの供試体 CAN0 の解析結果では、5 ループまでは実験結果とほぼ一致している。しかし、最終ループは最大荷重およびループ形状とも実験結果と相違が見られる。また、実験結果ではループ形状が紡錘型の形状からゆるやかな逆 S 字型の形状に変化するのに対し、解析結果は紡錘型の形状をしている。このことは、ひび割れ面の再接触に大きく関係するので、今後ひび割れ面の再接触判定の検討が必要である。

図 6-13(b) に示した軸力ありの供試体 CAN4 の解析結果では、最大荷重が実験結果より小さくなっている。ループ形状については負載荷では多少の相違が見られるが正載荷では

実験結果とはほぼ一致している。

以上に示した解析結果と実験結果との比較から判断すると、コンクリートのひび割れ面の再接触や圧縮特性の修正が更に必要であるが、現時点の解析結果でも十分価値のある成果を示していると思われ、剛体－ばねモデルの適用により交番荷重を受けるＲＣ部材の挙動を解析可能であると考ええる。

## 6. 5 結言

本章では、軸圧縮力を受けるＲＣ部材に繰り返し曲げが作用した時の変形挙動について剛体－ばねモデルによるシミュレート解析を行い、その妥当性について実験結果と比較、検討を行った。その結果から、以下のような知見を得ることができた。

（１）剛体－ばねモデルの適用により、繰り返し荷重を受けるＲＣ部材の変形挙動や軸力による塑性変形能の低下を解析的に推定できることが明らかになり、本解析法の妥当性が認められた。

（２）今後解析精度を向上させるために、ひび割れ面の再接触判定やコンクリートの圧縮履歴の修正に関する検討が更に必要である。また、軸力については、初期応力としての扱ただけでなく、軸力の作用軸の変化に伴うモーメントの影響についても考慮することにより、軸力の増加に伴う塑性変形能の低下についても定性的に解析可能であると思われる。

（３）実験では、軸力ありの供試体の最大耐力は軸力なしの供試体の 30%程高くなる。しかし、塑性変形能は著しく低下する。また、軸力ありの供試体の破壊状況は、斜め引張ひび割れ上方での圧縮側コンクリートの圧壊による割裂が顕著に見られた。以上より、軸力を受けるＲＣ部材は、コンクリートの圧壊による脆性的な破壊を起こす可能性が高いと考えられる。また、正負交番繰り返し荷重を受けるＲＣ部材は、単調増加荷重もしくは片振り繰り返し荷重を受ける場合と比較して、少ない変形量で耐力が低下する傾向がある。

## 参考文献

- 1) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.292，pp.65～74，1979.
- 2) 石橋忠良・吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No.390/V-8，pp.57～66，1988.
- 3) 町田篤彦・睦好宏史・豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.203～212，1987.
- 4) 尾坂芳夫・鈴木基行・桑澤庄次郎・石橋忠良：静的交番繰返し荷重下でのＲＣ柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集，No.372/V-5，pp.45～54，1986.
- 5) 池田尚治・山口隆裕・鶴澤哲史：鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価，コンクリート工学論文集，Vol.2，No.1，pp.105～113，1991.
- 6) 幸左賢二・小林和夫・村山八洲雄・吉澤義男：大型ＲＣ橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.538/V-31，pp.47～56，1996.
- 7) 三島徹也・原夏生・前川宏一：交番荷重によるＲＣひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No.442/V-16，pp.191～200，1992.
- 8) 富田充宏・梶川康男・吉田直司：軸力と繰返し曲げを受けるＲＣ部材のＲＢＳＭによる挙動解析，構造工学論文集，Vol.43A，pp.347～354，1997.
- 9) 富田充宏・前川幸次・梶川康男：プレキャストＰＣ部材接合部の剛体－ばねモデルによる挙動解析，土木学会論文集，No.437/I-17，pp.105～113，1991.

## 第7章 結論

本研究は、プレキャスト部材や繰り返し荷重を受けるコンクリート部材の耐力および変形挙動を解明する数値解析法として剛体－ばねモデルを適用するため、上記の解析対象への適用手法の開発を行い、本研究の手法を適用した剛体－ばねモデルの解析法の有効性を明らかにすることを目的としている。

以下に本研究より得られた結果を総括して本論文のまとめとする。

第1章では、剛体－ばねモデルがプレキャスト部材や繰り返し荷重を受けるコンクリート部材の耐力および変形挙動を解明する数値解析法として有効であることを指摘し、本研究の目的を明らかにした。

第2章では、本研究で用いた離散化解析法である剛体－ばねモデルの2次元平面応力問題に対する定式化と鉄筋コンクリート材料の構成則および非線形計算法について概説し、構造的に最も簡単な単鉄筋RCばりの数値解析例を示した。この解析で得られた結果を以下に示す。

(1) 鉄筋比の違いによる最大耐力および変形性状の相違について精度良く解析することができた。

(2) 局所的な影響を受けやすいコンクリートおよび鉄筋のひずみの変化についても解析可能である。

(3) スターラップの有無によるせん断ひび割れ発生の違いを明確に表現でき、終局時の破壊形状を解析的に推定できる。

以上より、剛体－ばねモデルの鉄筋コンクリート部材の非線形解析に対する有効性および本研究で用いている材料特性の妥当性が認められた。

第3章では、プレキャストPC部材接合部の曲げ挙動解析に剛体－ばねモデルを適用するために、PC鋼棒の材料非線形要素としてのモデル化およびPC鋼棒とコンクリートの付着特性の導入を考慮したモデル化を行ない、その妥当性について実験結果と比較、検討した。その結果、以下のような知見を得ることができた。

(1) 剛体－ばねモデルの適用により、プレキャストPC部材の一体化した状態から、部材接合面下縁の開口にともなう非線形曲げ挙動を解析的にかなりの精度で推定できることが明らかになり、この解析法の妥当性が認められた。本解析法は、この種の構造の有効な一解析法であると考えられる。

(2) 接合面にモルタル処理を施さない場合には、接合面の凹凸の影響および回転変形が

あるために、接合面のばね定数の算定にはコンクリートのヤング係数の1/10以下を用いることが望ましい。しかし、モルタル処理を施した接合面のばね定数の評価については今後実験も含めて検討する必要がある。

(3) 付着試験から得られた付着特性をせん断ばね定数として取り入れる簡単な付着のモデル化によりPC鋼棒のひずみ量を定量的に解析でき、グラウト処理の場合は付着の破断にともなうPC鋼棒のひずみの変化を、無処理の場合にはPC鋼棒の均等な伸びを表現することができた。また、グラウトによる付着作用は、その付着が十分であれば鉛直変位および下縁開き幅などの変形量が小さい傾向を示したが、最大耐力では付着の効果はみられなかった。

第4章では、逆L型PC製ロックシェッドの落石覆い屋根部材と柱部材の接合部を想定したプレキャストPC製ラーメン隅角部の基礎的実験を行い、曲げ、せん断および軸力が作用する隅角部の力学的挙動を実験的に明らかにし、接合部に関する設計上の仮定である剛結合の妥当性などについて検討した。また、剛体－ばねモデルによる非線形解析を行い、隅角部の変形特性について実験結果との比較、検討を行った。その結果、以下のような知見を得ることができた。

(1) 本実験において、引張側にPC鋼棒を配置しない特殊な場合などについては、接合部の剛性低下が見られたがその割合も小さく、設計における荷重の範囲では、接合部を剛結合と仮定しても差し支えないと考えられる。

(2) 本実験において、PC鋼棒の長さおよび緊張位置が破壊時までの隅角部の挙動に与える影響を比較したが、PC鋼棒の長さの影響はさほどなく、緊張位置に大きく影響されることが明らかになった。

(3) プレストレストコンクリートの破壊抵抗モーメントの算定法により求めた最大耐力は、アンボンドに対する低減係数 $\eta$ が1.0の場合、実験結果と一致していた。

(4) 剛体－ばねモデルの適用により、プレキャストPC部材の隅角部の挙動を解析的にかなりの精度で推定できることが明らかになった。

(5) アンボンドPC鋼棒のひずみの変化についてもかなりの精度で推定可能であるが、今後精度向上のためには、PC鋼棒の要素の取り扱いを梁要素とする必要がある。

第5章では、鉄筋腐食によって損傷を受けたRC部材の耐力低下、破壊形状および変形挙動を解析的に明らかにするため、剛体－ばねモデルによる材料非線形解析を行い、本解析法の有効性について実験結果と比較、検討を行った。その結果、以下のような知見を得ることができた。

(1) 剛体－ばねモデルの適用により、繰り返し荷重下の腐食ばりの変形挙動、耐力低下

および破壊状況を解析的にかなりの精度で推定できることが明らかになり，本解析の有効性が認められた。本解析法は，劣化状況の異なる R C 部材の耐力の推定や補修方法を検討する上で，有効な一解析手法であると考えられる。

(2) 鉄筋とコンクリートの付着の履歴特性を考慮した付着ばねの導入と鉄筋位置のコンクリート厚の低減等を解析法に取り入れることにより，腐食ばりの劣化要因を容易に表現することができた。

(3) 解析結果および実験結果より，繰返し荷重下の腐食ばりでは，残留変位が非腐食ばりと比較して非常に小さい。このことは，除荷－再載荷の履歴曲線が鉄筋の降伏による変形でなく，鉄筋とコンクリートとの付着挙動に大きく影響するためであると考えられる。

(4) 実験結果においては，腐食ばりの最大耐力は非腐食ばりと比較して，繰返し載荷で 20% 程度低下し，単調載荷よりその低下の割合が顕著であった。また，変形能についても著しく劣ることがわかった。

第 6 章では，軸圧縮力を受ける R C 部材に繰返し曲げが作用した時の変形挙動について剛体－ばねモデルによるシミュレート解析を行い，その妥当性について実験結果と比較，検討を行った。その結果から，以下のような知見を得ることができた。

(1) 剛体－ばねモデルの適用により，繰返し荷重を受ける R C 部材の変形挙動や軸力による塑性変形能の低下を解析的に推定できることが明らかになり，本解析法の妥当性が認められた。

(2) 今後解析精度を向上させるために，ひび割れ面の再接触判定やコンクリートの圧縮履歴の修正に関する検討が更に必要である。また，軸力については，初期応力としての扱いだけでなく，軸力の作用軸の変化に伴うモーメントの影響についても考慮することにより，軸力の増加に伴う塑性変形能の低下についても定性的に解析可能であると思われる。

(3) 実験では，軸力ありの供試体の最大耐力は軸力なしの供試体の 30% 程高くなる。しかし，塑性変形能は著しく低下する。また，軸力ありの供試体の破壊状況は，斜め引張ひび割れ上方での圧縮側コンクリートの圧壊による割裂が顕著に見られた。以上より，軸力を受ける R C 部材は，コンクリートの圧壊による脆性的な破壊を起こす可能性が高いと考えられる。また，正負交番繰返し荷重を受ける R C 部材は，単調増加荷重もしくは片振り繰返し荷重を受ける場合と比較して，少ない変形量で耐力が低下する傾向がある。

以上が本論文の各章で得られた結果をもとめたものであり，プレキャスト部材や繰返し荷重を受けるコンクリート部材の非線形解析法として，剛体－ばねモデルは有効であることが確認できた。さらに，剛体ばね－モデルの有効性について総括すると以下のように

なる。

(1) プレキャスト部材の材料非線形解析に対して，剛体－ばねモデルは有効的な一解析法である。今後，解析結果の精度をより向上させるためには，プレキャスト部材接合面の合理的かつ信頼性のあるばね定数の算定，評価について検討する必要がある。また，本研究では 2 次元平面問題の解析法に終始したが，P C 鋼材を梁要素としてモデル化することにより，現在注目されている外ケーブル方式のプレキャスト部材の解析にも応用できると思われる。

(2) 繰返し載荷を受けるコンクリート部材の材料非線形解析に対して，剛体－ばねモデルは有効な一解析法である。劣化した R C 部材の耐力の推定や補修方法の検討および二軸載荷状態における R C 部材の変形挙動の解明に，本解析法が適用できると考えられる。今後，鉄筋とコンクリートの付着特性やひび割れ面の開閉に関する離散化モデルの特徴を生かした材料モデルの開発により，一層の発展が期待できる。

また，剛体－ばねモデルの 3 次元への拡張や動的問題および軸対称問題への対応などにより，各種のコンクリート構造の非線形解析への適用が可能であると考えている。

## 謝 辞

本論文は、著者が金沢大学大学院工学研究科修士課程，および石川工業高等専門学校に奉職して以来の一連の研究成果をまとめたものであります。

金沢大学工学部・梶川康男教授には，本研究の遂行と本論文の取りまとめに際し，終始熱心な御指導と御鞭撻を賜り，衷心より感謝の意を表します。

金沢大学工学部・前川幸次教授ならびに榊谷浩助教授には，修士課程在学中より終始熱心な御指導をいただくとともに，本研究の遂行にあたり貴重な御教授ならびに御助言を賜りました。ここに，深く感謝の意を表します。また，金沢大学工学部・尾田十八教授には，本論文をまとめるにあたり格別な御配慮をいただくとともに，貴重な御討議ならびに御助言を賜りました。ここに，深く感謝の意を表します。また，明星大学理工学部・竹内則雄教授には，R B S M－R C研究会に参加させていただくとともに，本論文をまとめるにあたり貴重な御教示ならびに御助言を賜りました。ここに，深く感謝の意を表します。

金沢大学・吉田博名誉教授には，修士課程在学中において直接に御指導をいただくとともに，研究に対する適切な御助言を賜りました。ここに，深く感謝申し上げます。

また，研究の遂行にあたり多大なる御協力を頂いた，金沢大学工学部・井原朋美技術主任，（株）エイ・シイ・デイ・藤井智弘氏，（株）奥村組・久野和敬氏，石川県土木部・吉田直司氏ならびに金沢大学工学部・構造研究室の諸氏に心から御礼申し上げます。さらに，R B S Mの解析法に関する勉学の間を与えてくださりました（株）竹中工務店技術研究所上田眞稔氏をはじめとするR B S M－R C会の皆様に心から御礼申し上げます。

加えて，研究の遂行にあたり深い御理解と御支援を賜りました石川工業高等専門学校環境都市工学科・出村禧典教授をはじめとする諸先生方に厚く御礼申し上げます。

最後に，本論文をまとめるにあたり陰ながら支えてくれた妻由香，長女綾音，次女瑞歩に感謝します。

